



Maiju Hirvonen

## **Maahan asennettavan geopolymeerirakenteen soveltuvuus tärinän vaimentamiseen**

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 6.10.2017

Valvoja: Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: Mauri Koskinen

---

**Tekijä** Maiju Hirvonen

---

**Työn nimi** Maahan asennettavan geopolymeerirakenteen soveltuvuus tärinän vaimentamiseen

---

**Koulutusohjelma** Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan koulutusohjelma

---

**Pää-/sivuaine** Pohja- ja kalliorakentaminen

---

**Koodi** IA3028

---

**Työn valvoja** Professori Leena Korkiala-Tanttu

---

**Työn ohjaaja(t)** TkT Mauri Koskinen

---

**Päivämäärä** 6.10.2017

---

**Sivumäärä** 79 + 6 liitettä

---

**Kieli** suomi

---

### Tiivistelmä

Tässä diplomityössä tutkitaan geopolymeerirakenteen soveltuvuutta tärinän vaimentamiseen empiirisin ja numeerisin menetelmin. Työn tavoitteena on saada tietoa geopolymeerirakenteen vaimennustehosta tutkimuksen pohjasuhteissa. Työhön sisältyy kirjallisuustutkimus, koekohteessa tehty tärinämittaukset sekä koekohteen mallinnus Abaqus-elementtimenetelmäohjelmalla. Asumisen keskittymisen takia Suomessa joudutaan rakentamaan yhä enemmän huonoille maapohjille lähelle liikennöityjä rautateitä, jonka vuoksi tutkimuksen pääpaino on junatärinän aiheuttamassa värähtelyssä pehmeillä maapohjilla.

Koekohde sijaitsee Tampereen Jankassa. Alueen pohjamaa on pääosin hiekkaista silttiä ja hiekkamoreenia, mutta myös savisia pintakerroksia esiintyy. Koekohteen värähtelymittaukset suoritettiin sekä geopolymeeriseinän yli menevältä mittauslinjalta että neitseelliseltä nollamittauslinjalta. Molemmille mittalinjoille asennettiin geofonit herätteen kohdalle sekä 5 metrin ja 7,5 metrin päähän herätteestä. Mittauslaitteella saatiin mitattua värähtelyt kolmesta geofonista kerrallaan. Mittauksista 50 kpl tehtiin käyttämällä herätteenä pudotuslaitteen aiheuttamaa pistemäistä tärinäherätettä ja 8 kpl ohi kulkevien junien aiheuttamista herätteistä.

FEM-mallinnukset suoritettiin 2D-mallinnuksina Abaqus-ohjelmalla. Kaksiulotteinen malli tehtiin poikkileikkauksena geopolymeeriseinän keskikohdasta ja tärinäherätteenä käytettiin koekohteen mittauksista saatua värähtelyn nopeuden huippuarvoa. Vertailua varten mallinnettiin myös neitseellinen tilanne ilman seinän läsnäoloa. Sensitiivisyysanalyysissä tarkasteltiin seinän paksuuden ja kimmomoduulin vaikutusta geopolymeeriseinän vaimennusominaisuuksiin.

Kirjallisuuden perusteella geopolymeeriseinän vaimennustehon odotettiin olevan heti seinän takana 42-65 %. Jankan koerakenne ei onnistunut suunnitellusti, jonka vuoksi mittaustuloksista ei saatu luotettavaa tietoa geopolymeeriseinän tärinänvaimennustehosta. Mallinnusten perusteella geopolymeeriseinä vaimensi tärinää kaikilla mallinnetuilla seinäpaksuuksilla 32-60 %, kun geopolymeerin kimmomoduuli erosi selvästi maan kimmomoduulista. 0,7 m:n seinäpaksuudella geopolymeerin vaimennusteho oli yli 42 % kaikilla tarkastelluilla kimmomoduulin arvoilla.

---

**Avainsanat** geopolymeeri, värähtely, junatärinä, tärinämittaus, vaimennus, 2D-malli

---

---

**Author** Maiju Hirvonen

---

**Title of thesis** Mitigation of ground vibrations using injected geopolymer barriers

---

**Degree programme** Civil and Environmental Engineering

---

**Major/minor** Geoengineering

---

**Code** IA3028

---

**Thesis supervisor** Professor Leena Korkiala-Tanttu

---

**Thesis advisor(s)** D.Sc. Mauri Koskinen

---

**Date** 6.10.2017

---

**Number of pages** 79 + 6 App.

---

**Language** Finnish

---

## Abstract

This thesis investigates the wave attenuation performance of a geopolymer structure using empirical and numerical methods. The aim of this study is to find knowledge of the screening performance of a geopolymer structure as a wave barrier in the test site soil conditions. This study consists of a literature study, experimental vibration measurements and finite element modelling using Abaqus. The research focuses on train induced vibrations on soft soils since Finland is becoming increasingly urbanized which drives to plan and build closer to the railways.

The test site is located in Janka, Tampere. The subgrade consists mainly on sandy silt and sandy till but also soft clay layers exist. The vibration measurements were executed on two survey lines, the first one going over the geopolymer structure and the other perpendicularly against the first line on the untouched soil. Both lines were equipped with three geophones: the first one close to the source of disturbance, the second one five meters from the source and the third one seven and a half meters from the source. The measuring unit was able to measure three geophones at once. 50 measurements were executed using the drop hammer as a source of disturbance and eight measurements were done to measure train induced vibrations.

The FEM-modelling was carried out as 2D-models using Abaqus-software. The two-dimensional model was executed as a cross section from the middle of the geopolymer barrier. The dynamic load was modelled as a peak value of the measured oscillation velocities. The initial situation was modelled for the reference analysis. The sensitivity analysis was conducted to establish the impact of the thickness and Young's modulus of the geopolymer structure on the vibration screening performance.

According to literature it was expected for the geopolymer wave barrier to reach a screening effectiveness between 42 % to 65 % instantly behind the barrier. The structure on the test site did not come out as planned so the field measurements did not offer reliable information on the screening effectiveness of the geopolymer barrier. The FEM-calculations found the screening effectiveness between 32 % to 60 % for all the wall thicknesses with a low Young's modulus. It was important that the Young's modulus of the geopolymer differed notably from the Young's modulus of the subsoil. With a wall thickness of 0,7 m the screening effectiveness was more than 42 % with every studied value of the Young's modulus.

---

**Keywords** geopolymer, vibration, train induced vibration, vibration screening, 2D modelling

---

## Alkusanat

*Tämä diplomityö saatiin alkuun monen eri tahon ansiosta. Erityiskiitos Liikennevirastolle työn rahoituksesta sekä ylitarkastaja Erkki Poikolaiselle työn alkuun saattamisesta. Kiitos WSP Finland Oy:n Kai Gulinille ja Pentti Ervolle sekä PowerPile Suomi Oy:n Risto Valakarille tähän diplomityöaiheeseen johtaneesta ideoinnista. Työn koerakenteesta kiitos kuuluu PowerPile Suomi Oy:lle, erityisesti Kalle Perkiölle, kenen kanssa hommat saatiin hoidettua kitkattomasti ja koerakenne rakennettua nopealla aikataululla. Kiitos WSP Finland Oy:lle diplomityöpaikan järjestämisestä.*

*Nöyrimmät kiitokseni työn ohjaajalle Mauri Koskiselle sekä Pentti Ervolle WSP Finland Oy:sta, jotka viettivät kesän ainoan hellepäivän kanssani Jankassa mittaamassa värähtelynopeuksia. Kiitos molemmille myös asiantuntija-avusta ja tärkeistä vinkeistä. Maurille kiitos kärsivällisyydestä Abaquksen lisenssien kanssa sekä mallinnuksiin liittyvien ongelmien ratkaisuvuodesta.*

*Kiitos työn valvojalle, professori Leena Korkiala-Tantulle neuvoista ja avusta niin diplomityön kuin koko usean vuoden opintorupeaman ajalta. Lisäksi haluan kiittää Aalto-yliopiston rakennustekniikan laitosta kuluneista opintovuosista.*

*Lopuksi haluan kiittää opiskelukavereitani, työkavereitani WSP:llä, ystäviäni sekä perhettäni, erityisesti äitiä ja isää, kaikesta tuesta ja avusta tämän diplomityön ja opiskelujeni aikana.*

Espoo 06.10.2017

Maiju Hirvonen

## Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo .....	5
Merkinnät .....	7
1 Johdanto .....	9
2 Tärinä .....	10
2.1 Värähtelyn perusteet .....	10
2.2 Värähtelyyn liittyviä käsitteitä .....	12
2.3 Juna tärinäherätteenä .....	14
2.4 Tärinän eteneminen ja muutokset .....	14
2.4.1 Aaltotyypit .....	14
2.4.2 Tärinän eteneminen maaperässä .....	17
2.4.3 Tärinän vaimeneminen .....	19
2.4.4 Maaparametrien vaikutus .....	21
2.4.5 Tärinän siirtyminen rakenteisiin .....	24
3 Tärinän vaikutukset ja arviointi .....	26
3.1 Tärinän vaikutus ihmisiin .....	26
3.1.1 Tärinänarviointikäytännöt .....	26
3.1.2 Ohjeelliset raja-arvot .....	27
3.2 Tärinän vaikutukset rakennuksiin ja rakenteisiin .....	29
3.2.1 Tärinänarviointikäytännöt .....	29
3.2.2 Ohjeelliset raja-arvot .....	30
3.3 Empiiriset ja analyttiset menetelmät .....	31
3.4 Tärinämittaukset .....	33
3.4.1 Mittausten tarkoitus .....	33
3.4.2 Mittausten suoritus .....	33
3.4.3 Mittauslaitteistot .....	34
3.4.4 Mittaustulokset .....	34
3.5 Numeeriset menetelmät .....	34
3.5.1 Yleistä .....	34
3.5.2 FEM-ohjelma Abaqus .....	35
4 Tärinälähteen vaimennuskeinot .....	41
4.1 Yleistä .....	41
4.2 Perustusrakenteet .....	41
4.3 Tärinänvaimennuskeinot .....	42
4.3.1 Yleistä .....	42
4.3.2 Kaivanto .....	42
4.3.3 Ponttiseinä .....	43
4.3.4 Stabilointi .....	44
4.3.5 Muita tärinänvaimennuskeinot .....	44
4.3.6 Geopolymeerirakenne .....	45
4.4 Eristysrakenteiden vertailu .....	48
5 Koekohde .....	50
5.1 Yleistiedot .....	50
5.2 Maaperäolosuhteet .....	50

5.3	Geopolymeerin ominaisuudet .....	53
5.4	Koerakenteen rakentaminen .....	53
5.5	Koekohteen mittaukset .....	54
5.5.1	Järjestelyt ja laitteistot .....	54
5.5.2	Mittausten suoritus .....	56
5.5.3	Mittaustulokset .....	56
5.5.4	Mittaustulosten analysointi .....	60
6	Koekohteen mallinnukset .....	63
6.1	Koekohteen simulointi .....	63
6.2	Laskelmien suoritus .....	64
6.3	Laskelmien tulokset ja tulosten analysointi .....	67
6.3.1	Harva elementtiverkko .....	67
6.3.2	Tiheä elementtiverkko .....	69
7	Yhteenveto ja johtopäätökset .....	73
8	Jatkotutkimusnäkemykset .....	74
	Lähdeluettelo .....	75
	Liiteluettelo .....	79

## Merkinnät

A	[m <sup>2</sup> ]	pinta-ala
A <sub>rr</sub>	[-]	amplitudin vaimennuskerroin
A <sub>v</sub>	[-]	nopeusekspONENTTI
B	[-]	etäisyysEKSPONENTTI
C	[-]	vaimennusmatriisi
D	[m]	tarkasteltava etäisyys raiteen keskilinjasta
D <sup>el</sup>	[-]	elastisuustensori
E	[N/m <sup>2</sup> ]	kimmomoduuli
E <sup>el</sup>	[mm]	elastinen kokonaisvenymä
F	[-]	varmuuskerroin
F <sup>N</sup>	[N]	N:nteen muuttuun liitetty voimakomponentti
G	[kPa]	leikkausmoduuli
G <sub>max</sub>	[kPa]	maksimileikkausmoduuli
H	[m]	maakerroksen paksuus
K	[GPa] [-]	tilavuusmoduuli, jäykkyysmatriisi
K <sub>2max</sub>	[-]	empiirinen kerroin leikkausmoduulin määrittämiseksi
M	[-]	massamatriisi
M <sub>j</sub>	[kg]	tarkasteltavan junan kokonaispaino
M <sub>0</sub>	[kg]	junan kokonaispainon perusarvo
S	[km/h]	tarkasteltavan junan nopeus
S <sub>0</sub>	[km/h]	junan nopeuden perusarvo
T	[s]	jaksonaika
V	[m <sup>3</sup> ]	tilavuus
V <sub>rr</sub>	[-]	nopeuden pienennyskerroin
W	[J]	ulkoinen työ
W <sub>v</sub>	[-]	taajuuspainotuskerroin
X	[mm]	värähtelyn amplitudi
a	[mm/s <sup>2</sup> ]	heilahduskiihtyvyys
a <sub>max</sub>	[mm/s <sup>2</sup> ]	heilahduskiihtyvyyden huippuarvo
c <sup>M</sup> <sub>i+1</sub>	[-]	M:nnen muuttujan approksimaation ja tarkan ratkaisun erotus
f	[Hz]	taajuus
f <sub>n</sub>	[Hz]	maan ominaistaajuus
h	[m]	maakerroksen paksuus
k <sub>R</sub>	[-]	radan kunnosta riippuva kerroin
r	[m]	etäisyys tärinälähteestä
s	[m]	etäisyys tärinäestestä
u <sup>M</sup>	[-]	M:nnen muuttujan arvo
v	[mm/s]	värähtelyliikkeen etenemisnopeus eli heilahdusnopeus
v <sub>i</sub>	[m/s]	aallon etenemisnopeus maakerroksessa
v <sub>max</sub>	[mm/s]	heilahdusnopeuden huippuarvo
v <sub>p</sub>	[m/s]	puristusaallon etenemisnopeus
v <sub>r</sub>	[m/s]	Rayleigh-aallon etenemisnopeus
v <sub>rms</sub>	[m/s]	värähtelyn tehollisarvo
v <sub>s</sub>	[m/s]	leikkausaallon etenemisnopeus
v <sub>w</sub>	[m/s]	painotettu värähtelyn tehollisarvo

$v_{w,95}$	[m/s]	värähtelyn tunnusluku
$v_0$	[mm/s]	värähtelyn perusarvo maassa etäisyydellä 15 m raiteen keskilinjasta
$w$	[p-%]	vesipitoisuus
$x$	[mm]	heilahdussiirtymä
$x_{\max}$	[mm]	heilahdussiirtymän huippuarvo
$\alpha$	[-]	absorptiokerroin ja massaverrallinen vaimennuskerroin
$\beta$	[-]	geometrisen vaimennuksen kerroin ja jäykkyysverrannollinen vaimennuskerroin
$\lambda$	[m]	aallonpituus
$\lambda_L$	[-]	Lamé-vakio
$\mu$	[-]	Lamé-vakio
$\nu$	[-]	Poissonin luku
$\xi$	[-]	suhteellinen vaimennuskerroin eli vaimennussuhde
$\xi_{\max}$	[-]	maksimivaimennussuhde
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	tiheys
$\sigma$	[kPa]	kokonaisjännitys
$\sigma'_m$	[kPa]	keskimääräinen tehokas pääjännitys
$\omega$	[rad/s]	kulmafrekvenssi
$\omega_i$	[rad/s]	alin kulmataajuus



# 1 Johdanto

Asuminen keskittyy, jolloin tilanpuutteen vuoksi rautateiden varsille ja lähemmäs liikennöityjä ratoja rakennetaan yhä enemmän. Ihmiset ovat tietoisempia oikeuksistaan, josta seuraa valituksia tärinän aiheuttamista haitoista. Tärinähaitoille alttiita riskialueita on Suomen rautateiden varsilla useita satoja ratakilometrejä. Suomessa maaperä on usein koheesiomaata, jossa tärinä leviää hyvin ja sillä on merkittäviä vaikutuksia rakenteisiin ja asumisviihtyvyyteen. Vaikka liikennetärinä aiheuttaa harvoin varsinaisia rakenneaurioita, se voi haitata asumismukavuutta, aiheuttaa pelkoa rakenteiden vaurioitumisesta ja häiritä nukkumista. Ratojen ja kaluston kunnolla on suurin vaikutus tärinän suuruuteen. Myös kasvavat akselikuormat lisäävät junatärinää ja varsinkin suuret tavarajunat ovat ongelmallisia tärinälähteitä.

Tehokkain tapa ehkäistä junatärinää on rakentaa tarpeeksi kauas rata-alueesta. Keskittyneen kaupunkirakenteen vuoksi ratojen läheisyyteen rakentamisesta on tullut tarpeellista, jolloin tärinähaittojen vähentämiseksi tarvitsee käyttää erilaisia tärinänvaimennusrakenteita. Yhtenä ratkaisuna on radan ja rakennuksen väliin asennettava tärinänvaimennusseinä, joka ehkäisee tärinän leviämistä. Tähän mennessä tehtyjen tutkimusten mukaan tärinäesteellä voidaan pienentää tärinän suuruus puoleen, mikä puolittaa myös turvallisen rakentamisen etäisyyden.

Tärinäesteiden tarve on suuri sekä jo rakennetuilla alueilla että suunnitteilla olevilla alueilla. Tärinänvaimennusseinärakenteen tulisi olla helposti asennettava ja kustannustehokas ratkaisu. Tässä diplomityössä keskitytään tutkimaan seinämäistä geopolymeerirakennetta, jonka käyttöä tärinän eristämisessä on tutkittu vain vähän. Tässä tutkimuksessa geopolymeeriseinä injektoidaan suoraan maaperään, jolloin sen asentaminen onnistuu nopeasti niin rakennetulle kuin uudellekin maapohjalle, joten sen käyttö tärinänvaimennuksessa olisi tehokasta.

Tätä diplomityötä varten rakennetun koerakenteen tavoitteena oli mittauksien avulla saada tietoa geopolymeerin tärinänvaimennustehosta koekohteen pohjasuhteissa. Koekohteeksi on valikoitu maaperäolosuhteiltaan tärinän etenemiselle suhteellisen otollinen paikka. Pohjasuhteet on selvitetty vanhoista kairauksista, joiden lisäksi alueelta otettiin näytteitä, jotka analysoitiin laboratoriossa. Tärinämittaukset on suoritettu neitseelliseltä mittalinjalta ja seinän yli menevältä mittalinjalta, jonka jälkeen tuloksia on vertailtu keskenään. Tämän työn mittaustuloksia voidaan soveltaa vain koekohteen maaperäolosuhteille.

Simulointiin ja mallinnukseen on käytetty Abaqus-ohjelmaa. Abaqus-ohjelmalla on tehty kaksiulotteinen koekohteen mallinnus, jossa on hyödynnetty laskentatapauksena tyypillistä ratapoikkileikkausta. Mallinnuksen tavoitteena oli tutkia geopolymeerirakenteen toimintaa laajemmin ja tarkemmin kuin pelkästään koerakenteen empiirisillä mittauksilla on mahdollista. Lisäksi mallinnuksilla on pyritty etsimään sopiva seinäpaksuus ja kimmomoduulin geopolymeeristä valmistetulle vaimennusseinälle. Mallinnusten tuloksia on vertailtu erilaisten tärinänvaimennusseinien kirjallisuuden arvoihin. Laskentatulokset ovat voimassa mallissa käytetylle geometrialle sekä pohjaolosuhteille, eikä niitä voida yleistää muihin olosuhteisiin sopiviksi.

## 2 Tärinä

### 2.1 Värähtelyn perusteet

Tärinä on mekaanista värähtelyä tasapainoasemansa suhteen. Tärinäheräte saa aikaan kuviteltavissa olevan pisteen hetkellisen poikkeamisen tasapainoasemastaan. Herätteen vaikutuksen lakattua tämä piste palautuu tasapainoasemaan.

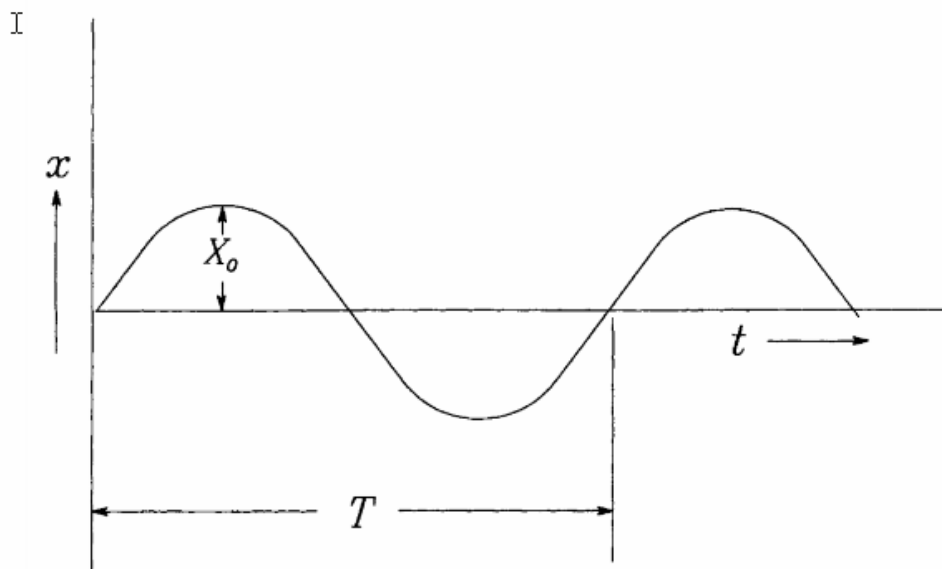
Värähtelyä kuvataan taajuudella  $f$ , joka kertoo yhdessä sekunnissa tapahtuvien kokonaisten siirtymäjaksojen lukumäärän. Taajuuden mittayksikkönä on hertsi (Hz). (Törnqvist ja Nuutilainen 2002) Värähtelyn taajuus on jaksonajan käänteisluku. (Mobley 1999.)

$$f = \frac{1}{T} \quad 2.1$$

Jaksonaika  $T$  kertoo kuinka kauan värähtelyliikkeellä kestää kulkea aallonpituutensa  $\lambda$  mittainen matka. Aallon etenemisnopeus eli tärinän leviämisenopeus  $v$  saadaan jakamalla aallonpituus jaksonajalla. (Törnqvist ja Nuutilainen 2002.)

$$v = \frac{\lambda}{T} = f\lambda \quad 2.2$$

Jaksollisessa liikkeessä aaltoliike toistaa itseään määrätyin aikavälein. Yksinkertaisin jaksollisen liikkeen muoto on harmoninen värähtely, joka on esitetty kuvassa 1.  $X_0$  kuvaa siirtymän huippuarvoa eli värähtelyn aallonkorkeutta, amplitudia. (Mobley 1999.)



Kuva 1 Harmoninen värähtely (Mobley 1999).

Harmonista värähtelyä kuvataan matemaattisesti sini- tai kosinifunktioilla. Kaavassa 2.3 on esitetty harmonista liikettä kulmafrekvenssin  $\omega$  avulla:

$$x = X \sin \omega t \quad 2.3$$

Kaavassa  $x$  kuvaa värähtelyn poikkeamaa,  $X$  värähtelyn amplitudia. Kulmafrequenssiä  $\omega$  kuvataan radiaaneina aikayksikköä kohti. Tästä derivoimalla saadaan kaava heilahdusnopeudelle  $v$  ja edelleen derivoimalla heilahduskiihtyvyyden  $a$  kaava. (Prakash 1981.)

$$v = \omega X \cos(\omega t) \quad 2.4$$

$$a = -\omega^2 X \sin(\omega t). \quad 2.5$$

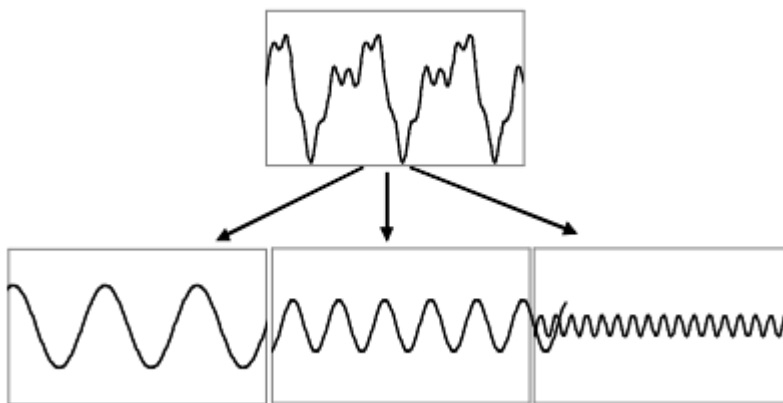
Heilahdussiirtymän, -nopeuden ja -kiihtyvyyden maksiarvot eli huippuarvot määritellään seuraavasti:

$$x_{max} = X \quad 2.6$$

$$v_{max} = 2\pi f \quad 2.7$$

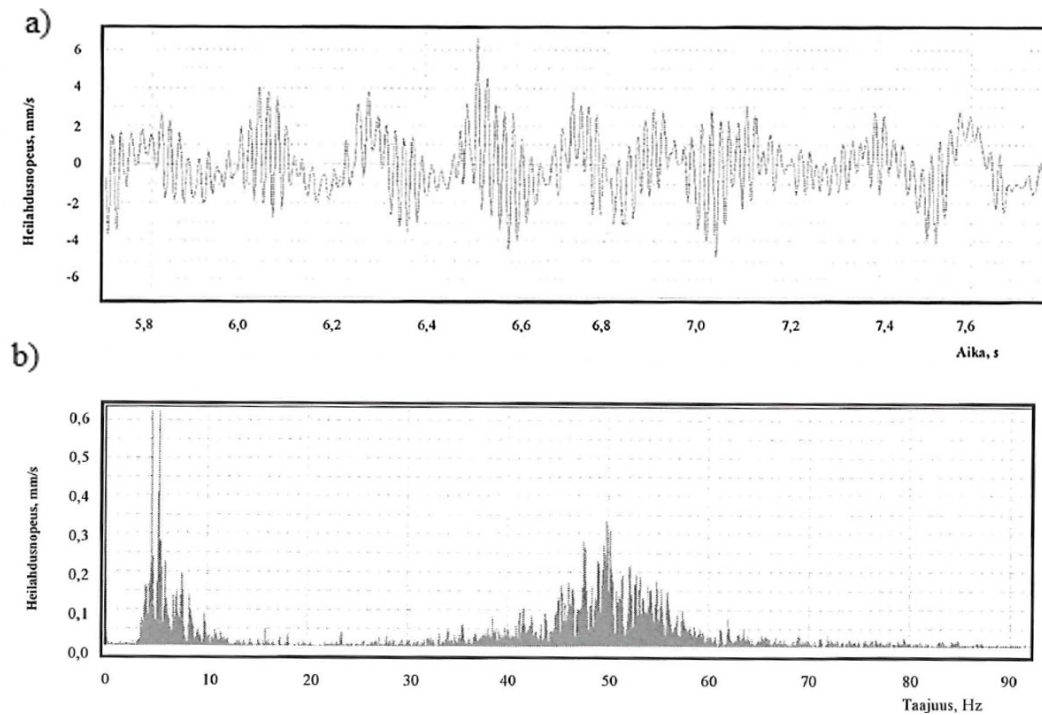
$$a_{max} = 4\pi^2 f^2 \quad 2.8$$

Todellisuudessa värähtely on harvoin harmonista. Jaksollinen tärinä syntyy useiden harmonisten taajuuskomponenttien matemaattisena summana, kuten kuvassa 2 on esitetty. Edellä mainitut yhtälöt eivät päde jaksollisen värähtelyn kohdalla. Koska jaksollisessa värähtelyssä jaksojen suurimmat poikkeamat vaihtelevat, täytyy mitatun signaalin huippuarvo määrittää poimimalla koko signaalista suurin poikkeama. (Törnqvist ja Nuutilainen 2002.)



**Kuva 2 Jaksollinen värähtely muodostuu useista eritaajuisista komponenteista (Talja ja Törnqvist 2014).**

Jaksollisen tärinän taajuusdatan havainnollistamiseksi voidaan tehdä tärinäsignaalille Fourier-muunnos eli FFT-muunnos. Kuvassa 3 on esitetty jaksollisen tärinän heilahdusnopeus ajan suhteen sekä tästä datasta FFT-muunnoksen avulla tehty tärinäkomponenttien havainnollistaminen taajuusakselille. (Törnqvist & Nuutilainen 2002.)



Kuva 3 Jaksollinen värinä, jakson pituus noin 0,2 s: a) Heilahdusnopeus-aika –kuvaaja b) Heilahdusnopeus-taajuus –kuvaaja (Törnqvist & Nuutilainen 2002).

## 2.2 Värähtelyyn liittyviä käsitteitä

Talja ja Törnqvist (2014) ovat koonneet yhteen tässä kappaleessa esitettäviä värähtelyyn liittyviä käsitteitä.

### *Resonanssi*

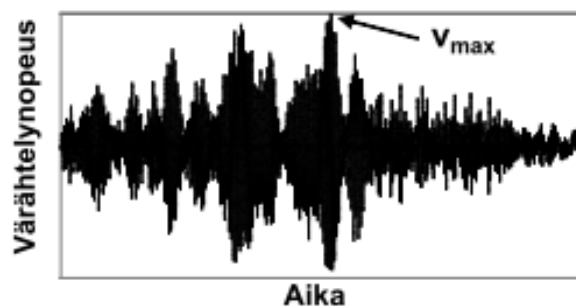
Resonanssi tarkoittaa värähtelyn voimakasta vahvistumista, kun herätteen ja rakenteen ominaistajuuDET osuvat lähelle toisiaan.

### *Heräte*

Herätelähde aiheuttaa värähtelyn. Rautatieliikenteen aiheuttama heräte riippuu pitkälti junan ominaisuuksista sekä radan ja kaluston epätasaisuuksista.

### *Värähtelyn huippuarvo, $v_{max}$*

Värähtelyn huippuarvo on itseisarvoltaan suurin värähtelysignaalin  $v(t)$  arvo, joka vakioamplitudisella värähtelijällä vastaa värähtelyn amplitudia.



Kuva 4 Värähtelyn huippuarvo,  $v_{max}$

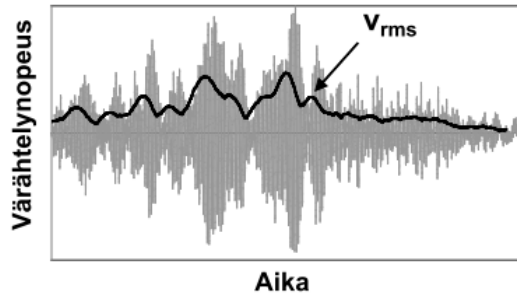
### Värähtelyn tehollisarvo, $v_{rms}$

Tehollisarvo on neliöllinen keskiarvo (rms=root-mean-square), jonka avulla voidaan kuvata värähtelyn suuruutta paremmin kuin yksittäisellä huippuarvolla. Värähtelyn tehollisarvo ajanhetkellä  $t_0$  saadaan mitatusta värähtelysignaalista yhtälön 2.9 avulla.

$$v_{rms}(t_0) = \left\{ \frac{1}{\tau} \int_{t_0-\tau}^{t_0} [v(t)]^2 dt \right\}^{\frac{1}{2}}, \quad 2.9$$

jossa

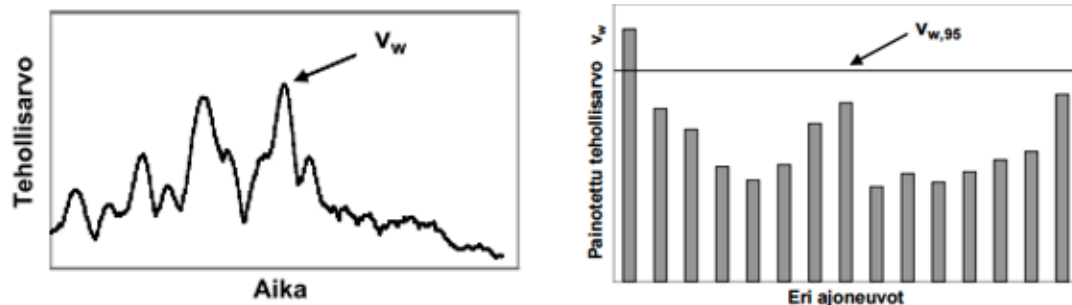
$\tau$  = aikaikkuna, jonka pituus on 1 sekunti.



Kuva 5 Värähtelyn tehollisarvo,  $v_{rms}$

### Painotettu värähtelyn tehollisarvo $v_w$ ja värähtelyn tunnusluku $v_{w,95}$

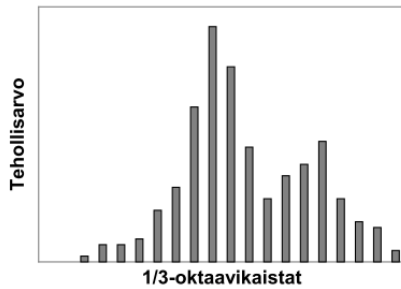
Painotettu värähtelyn tehollisarvo on taajuuspainotetusta värähtelysignaalista  $v_w(t)$  määritetty suurin tehollisarvo (kuva 6). Värähtelyn tunnusluvun eli painotetun värähtelyn tehollisarvon,  $v_w$ , tilastollisen maksimin avulla arvioidaan usein asumismukavuutta. Tunnusluku  $v_{w,95}$  on painotetun tehollisarvon maksimi 95 %:n todennäköisyydellä (kuva 6). Tunnusluvun arvo perustuu yhden viikon ajalta 15 merkitsevimmästä ajoneuvosta mitattuun värähtelyyn. Junatärinää arvioitaessa ajoneuvoja ovat erilaiset junatyypit.



Kuva 6 Painotettu värähtelyn tehollisarvo,  $v_w$  ja värähtelyn tunnusluku  $v_{w,95}$

### Kolmannesoktaavikaista eli terssikaista

Liikennetärinätarkastelussa 1/3-oktaavikaistoja ovat ne taajuuskaistat, joiden keskitaajuudet ovat 2, 2,5, 3,2, 4, 5, 6,3, 8, 10, 12,5, 16, 20, 25, 32, 40, 50, 63 ja 80 Hz.



Kuva 7 Kolmannesoktaavikaistat

## 2.3 Juna tärinäherätteenä

Liikkuvasta junasta aiheutuvan tärinän synty on monimutkainen dynaaminen prosessi. Merkittävimmät tärinät syntyvät radan ja pyörien epätasaisuudesta, mutta myös liikkuva juna itsessään synnyttää tärinää säännöllisen toistuvan liikkeen takia. (Yang ja Hung 2009.) Tärinälähteenä junan voidaan ajatella olevan pistemäisen ja linjamaisen tärinälähteen sekoitus (Boos 2003). Rautatieliikenteen aiheuttama värähtely on pääasiassa matalataajuisista (0-20 Hz) värähtelyä (Talja ja Törnqvist 2014).

Junatärinän syntyyn vaikuttavat oleellisesti junan tyyppi, massa ja nopeus sekä kaluston kunto. Raskaat tavarajunat aiheuttavat eniten tärinäongelmia sekä niiden pituuden että painon takia. Pitkä juna aiheuttaa toistuvan herätteen ja pitkäaikaisen tärinän. Akseli- ja telipainot aiheuttavat paikallisia radan painumia ja vaikuttavat siten lähes suoraan tärinän suuruuteen. Kaluston lisäksi radan rakenne, sen perustamistapa ja maaperä radan alla sekä radan epäjatkuvuuskohtat vaikuttavat tärinän syntyyn. Näitä epäjatkuvuuskohtia ovat muun muassa kiskovaihteet, maaperävaihtelut, routavauriot, rummut, sillat ja alikulut. (Talja ja Törnqvist 2014.)

Junan nopeus vaikuttaa syntyvän tärinän taajuussisältöön siten, että lähellä rataa hallitseva taajuus muuttuu korkeammaksi. Junan nopeuden rajoittaminen pienentää tärinää useimmissa tapauksissa, mutta tärinähuippu voi yllättäen esiintyä ns. kriittisen nopeuden kohdalla. Luultavasti tämä kriittinen nopeus on aina kohteelle ominainen. Nopeuden merkitys siis korostuu, kun junatärinän taajuus on lähellä pohjamaan ominaistaajuutta, jolloin vaikutukset summautuvat. (Sutela 2016.)

Rautatieliikenteestä syntyvään tärinään voidaan vaikuttaa parantamalla väylän kuntoa, laskemalla liikenteen nopeutta ja rajoittamalla junakuormia. Karkeasti ottaen voidaan sanoa akselipainon, nopeuden tai tien pinnan epätasaisuuksien puolittamisen pienentävän tärinät noin puoleen. (Talja 2011.)

## 2.4 Tärinän eteneminen ja muutokset

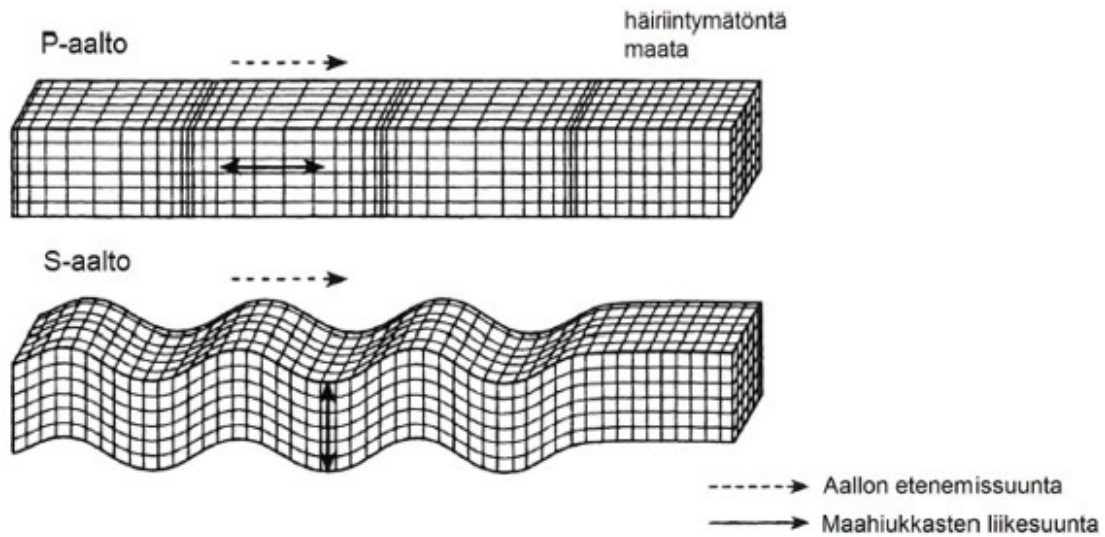
### 2.4.1 Aaltotyypit

Junatärinän aiheuttavat aaltotyypit voidaan jakaa kahteen pääkategoriaan, runkoaaltoihin ja pinta-aaltoihin. Runkoaallot jaetaan kahteen tyyppiin, kiertymättömiin, primaarisiin puristusaaltoihin eli P-aaltoihin ja leikkausaaltoihin eli sekundäärisiin S-aaltoihin. P- ja S-aalloilla on kyky tunkeutua maan sisään, mutta ne eivät matkaa pitkiä matkoja maan pinnalla. Pinta-aalloista tärkeimpiä ovat Rayleigh (R) -aallot, joiden vaikutukset rajoittuvat

lähelle maanpintaa. Toinen pinta-aaltotyyppi on Love-aalto, jota ei käsitellä tässä tutkimuksessa. (Yang ja Hung 2009.)

### ***Runkoaallot***

P-aallot ovat pitkittäisaaltoja, jotka eivät kierry, mutta aiheuttavat muodonmuutoksia aallon etenemissuunnassa. Sen sijaan S-aallot ovat poikittaisaaltoja, jotka kiertyvät, mutta eivät muuta tilavuuttaan. Hiukkaspattikkelien liikesuunnan perusteella S-aallot voidaan jakaa pystysuuntaiseen SV-komponenttiin ja vaakasuuntaiseen SH-komponenttiin. (Hall 2000.)



**Kuva 8** Puristusaalto (P-aalto) sekä leikkausaalto (S-aalto) (Klein & Sperling 2002, suomennettu).

P-aallot ja S-aallot etenevät kiinteässä aineessa eri nopeuksilla. P-aallon etenemisnopeus saadaan kaavasta 2.10 ja S-aallon etenemisnopeus kaavasta 2.11 (Yang ja Hung 2009, Hall 2000.)

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda_L + 2\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(2 - 2\nu)}{\rho(1 - 2\nu)}} \quad 2.10$$

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad 2.11$$

joissa

$v_p$	=	puristusaallon (P-aallon) nopeus
$v_s$	=	leikkausaallon (S-aallon) nopeus
$\lambda_L, \mu$	=	Lamé-vakiot
$\rho$	=	maan tiheys
$G$	=	leikkausmoduuli
$\nu$	=	Poissonin luku.

Kaavoissa esiintyvillä Lamé-vakioilla,  $\lambda_L$  ja  $\mu$ , on yhteys moniin elastisiin vakioihin. Vakiot voidaan määritellä seuraavien yhtälöiden avulla (Yang ja Hung 2009, Hall 2000):

$$E = \frac{\mu(3\lambda_L + 2\mu)}{\lambda_L + \mu} \quad 2.12$$

$$v = \frac{\lambda_L}{2(\lambda_L + \mu)} \quad 2.13$$

$$K = \lambda_L + \frac{2}{3}\mu = \sqrt{\frac{2 - 2\nu}{1 - 2\nu}}, \quad 2.14$$

joissa

E	=	kimmomoduuli
$\nu$	=	Poissonin luku
K	=	tilavuusmoduuli.

Yleisesti ottaen P-aallot etenevät nopeammin kuin S-aallot. Puristusaallot pystyvät etenemään sekä nesteessä että kiinteässä väliaineessa, kun taas leikkausaallot eivät etene nesteessä. (Hall 2000.) Eräitä tyypillisiä arvoja P- ja S-aaltojen etenemisnopeuksille eri maalajeissa on esitetty taulukossa 1.

**Taulukko 1** In-situ etenemisnopeuksia runkoaalloille pienillä muodonmuutoksilla. Suluissa olevat arvot koskevat etenemisnopeutta kyllästymättömässä hiekassa. (Head ja Jardine, 1992.) Viimeinen sarake esittää VTT:n määrittelemiä leikkausaallon etenemisnopeuksia (Törnqvist ja Talja 2006).

<i>Maapohjatyyppe</i>	$v_p [m/s]$ (Head ja Jardine)	$v_s [m/s]$ (Head ja Jardine)	$v_s [m/s]$ (VTT)
Pehmeä savi	1450-1550	80-180	80-120
Sitkeä savi	1500-1700	180-300	100-200
Kova savi	1600-1900	300-500	150-400
Löyhä siltti	-	-	80-250
Löyhä hiekka	1450-1550 (185-450)	100-250	100-200
Hieno hiekka	1500-1750 (325-650)	200-350	-
Tiivis hiekka	1700-2000 (550-1300)	350-700	150-250

### **Rayleigh-aallot**

R-aallot on nimetty Lordi Rayleighin mukaan, joka todisti R-aaltojen vaikutusten pienenevän nopeasti syvemmälle mentäessä ja niiden nopeuden olevan hieman pienempi kuin S-aaltojen nopeus. R-aaltojen nopeudella onkin yhteys leikkausaaltojen nopeuteen (Yang ja Hung 2009):

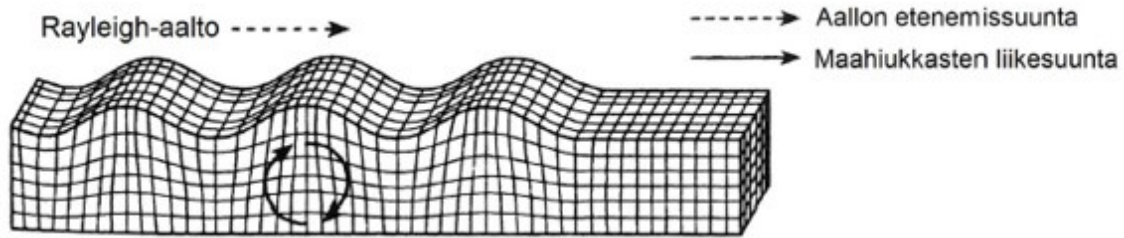
$$\frac{v_r}{v_s} = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu}, \quad 2.15$$

Jossa

$v_r$	=	Rayleigh-aallon nopeus.
-------	---	-------------------------

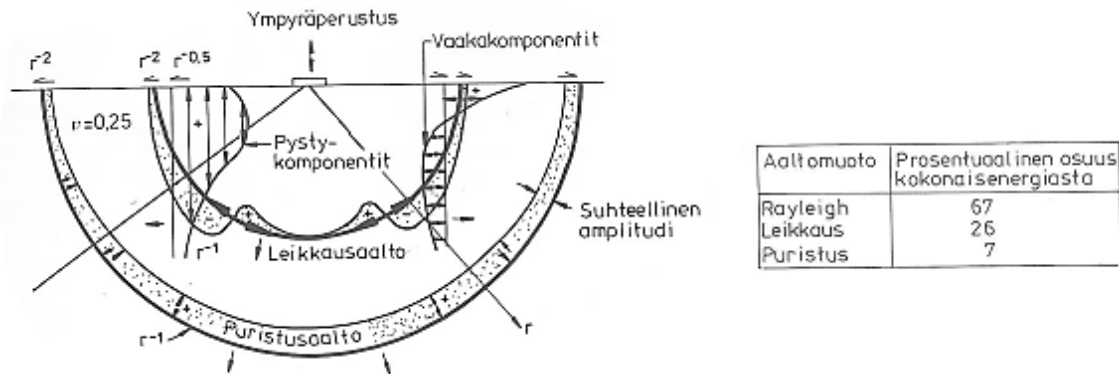
Rayleigh-aalto aiheuttaa maahiukkasiin aaltoliikkeen etenemissuuntaan pyörivän liikkeen, kuten kuvasta 9 nähdään (Hall 2000).





Kuva 9 Rayleigh-aalto (R-aalto) (Hall 2000, suomennettu).

Rayleigh-aaltojen voidaan olettaa kuljettavan suurimman osan junaherätteen aiheuttamien värinäaaltojen energiasta. Tämä johtuu siitä, että penkereen poikkileikkaus on yleisesti ottaen pieni verrattuna syntyvien leikkausaaltojen aallonpituuksiin. Suurella värinäherätteen alalla, kuten maanjäristyksissä, suurin osa energiasta kulkeutuisi sen sijaan runkoaaltolina. (Hall 2000.) Pystysuuntaisesti värähtelevän ympyräperustuksen aikaansaama energia leviää puoliavaruuden pinnalla 67 prosenttisesti R-aaltolina, kuten kuvassa 10 on esitetty (Saari 1990).



Kuva 10 Pyöreän laatan alla etenevän aaltoliikkeen vaimeneminen puoliavaruudessa (Saari 1990).

## 2.4.2 Tärinän eteneminen maaperässä

Suomesta löytyy laajoja, hienorakeisista maalajeista koostuvia alueita, joiden olosuhteet ovat otolliset värinän leviämiseksi. Värinä leviää merkittävimmin pehmeissä ja vesipitoisissa maalajeissa, kuten savissa, silteissä, liejuissa ja turpeissa. Pehmeissä savimaissa herkimmin leviävät matalataajuiset, alle 10 Hz värähtelyt, kun taas korkeataajuiset (> 50 Hz) suodattuvat jo lähellä rataa. (Talja ja Törnqvist 2014.)

Taljan ja Törnqvistin (2014) mukaan värinän taajuussisältöön lähellä rataa vaikuttavat pääasiassa junan ja penkereen ominaisuudet, kun kauempana radasta värähtelyn taajuus määräytyy pitkälti maapohjan ominaisuuksien mukaan. Maapohja voi vahvistaa tai vaimentaa värinää riippuen sen ominaisuuksista. Maaperän ominaisuuksista värinän leviämiseen vaikuttavat pääasiassa maaperän laatu, kerroksellisuus, pehmeän maakerroksen paksuus sekä peruskallion topografia.

Karkea arvio maapohjan ominaistajuudesta pehmeillä maalajeilla saadaan yhtälöstä 2.16. Yhtälössä oletetaan maapohja homogeeniseksi ja vakiopaksuiseksi sekä värähtely pystysuoraksi. Yhtälö on erittäin yksinkertaistettu ja antaa vain suuntaa taajuussisällölle,

mutta todellinen taajuussisältö on tarkennettava mittauksin. (Bachmann et al. 1997, Talja et al. 2008.)

$$f_n = \frac{(2n + 1)v_s}{4H}, \quad 2.16$$

jossa

$f_n$	=	maan ominaistajuus
$n$	=	0, 1, 2...
$v_s$	=	leikkausaallon nopeus
$H$	=	pehmeän maakerroksen paksuus.

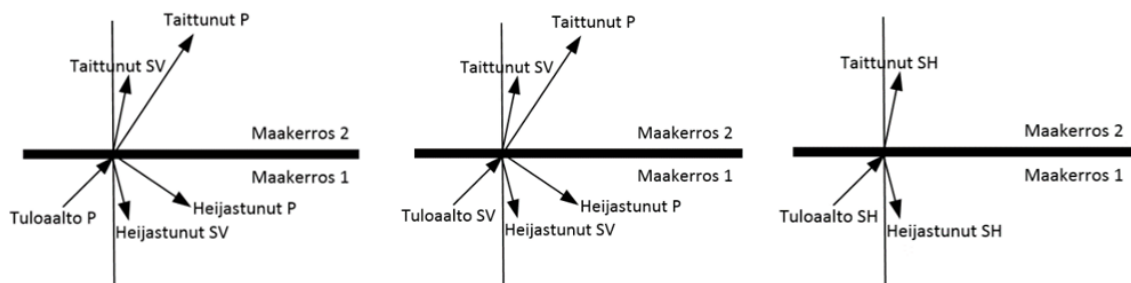
Resonanssi-ilmiö esiintyy voimakkaimpana maapohjan alimmalla ominaistajuudella eli silloin kun  $n=0$  (Hall 2000). Kuten edellä mainittiin, pehmeällä savella leikkausaallon etenemisnopeus on 80-120 m/s ja sitkeällä savella, löyhällä hiekalla tai siltillä nopeus on 100-200 m/s (Törnqvist ja Talja 2006).

Korkea pohjavedenpinta lisää värinäriskiä varsinkin pehmeillä maalajeilla, sillä veden kyllästämässä pehmeässä maakerroksessa sisäinen vaimeneminen on alhaista. Sisäisestä vaimenemisesta puhutaan lisää kappaleessa 2.4.3. Pohjavedenpinta myös muodostaa rajapinnan, josta aallot heijastuvat ja taittuvat. Koska leikkausaallot eivät kulje vedessä, pohjavedenpinnan alapuolinen huokosvesi välittää vain puristusaaltoja. (Klein ja Sperling 2002.) Maan jäätyminen vähentää värinää, joten roudan aikana värähtelytasot saattavat jopa puolittua verrattuna sulan maan aikana tapahtuviin värähtelyihin (Hunaidi 2000).

### *Aaltojen heijastuminen ja taittuminen*

Ideaalitapauksessa maaperä olisi homogeeninen ja isotrooppinen puoliavaruus, mutta todellisuudessa maaperän kerrokset ja peruskallion topografia vaihtelevat jatkuvasti. Aaltojen kohdatessa maakerroksien rajapinnan tai maanpinnan tapahtuu aaltojen heijastumista ja taittumista. (Talja et al. 2009.)

Heijastuvien ja taittuvien aaltojen suunnat ja amplitudien suuruudet riippuvat tuloaallon kulmasta ja nopeudesta sekä väliaineiden tiheyksistä. Kuvassa 11 on esitetty yleisesti P-, SV- ja SH-aaltojen synnyttämiä aaltoja niiden törmätessä kahden maalajin rajapintaan. Tuloaalloista vain P- ja SV-aallot sisältävät rajapintaa vasten kohtisuoraa partikkelien liikettä, minkä seurauksena syntyy sekä heijastuvia ja taittuvia P- ja SV-aaltoja. (Hall 2000.)



**Kuva 11** Heijastuneet ja taittuneet säteet, kun tuloaalto on P-aalto, SV-aalto tai SH-aalto (Hall 2000, suomennettu).

### 2.4.3 Tärinän vaimeneminen

Tärinän edetessä aaltoliikkeenä, sen voimakkuus pienenee sekä geometrisen että materiaalivaimennuksen vaikutuksesta, kun etäisyys tärinälähteeseen kasvaa. Geometrisen vaimennus aiheutuu värähtelyenergian leviämisestä laajemmalle alueelle aallon edetessä kauemmas tärinälähteestä. Materiaalivaimennuksessa osa aaltoenergiasta muuttuu materiaalin sisäisen kitkan johdosta lämmöksi. (Hall 2000.)

#### *Geometrisen vaimeneminen*

Geometrisessa vaimenemisessa värähtelyaallon energiatiheys pienenee sen edetessä pois päin herätelähteestä. Geometrisen vaimenemista tapahtuu jopa täysin elastisessa aineessa. Horace Lamb esitti ratkaisun aaltojen vaimenemiselle elastisessa puoliavaruudessa, jonka mukaan äärettömän linjamaisen tärinälähteen synnyttämän runkoaallon amplitudi pienenee etäisyyden kasvaessa suhteessa  $1/\sqrt{r}$ , paitsi pinnalla suhteessa  $1/r$ . Tämän kaltaisessa tilanteessa Rayleigh-aallot kulkeutuisivat ideaalisessa väliaineessa loputtomiin samalla amplitudilla. Pistemäisen tärinälähteen tapauksessa pinta-aaltojen (Rayleigh-aaltojen) amplitudi pienenee suhteessa  $1/r$  ja runkoaaltojen suhteessa  $1/r^2$  pinnassa ja  $1/r$  puoliavaruudessa. R-aaltojen geometrisen vaimeneminen pinnassa on siis pienempää kuin P- ja S-aalloilla ja R-aallot kulkeutuvatkin suhteellisen pitkiä matkoja puoliavaruuden pinnalla. Kun jätetään materiaalivaimennus huomioimatta, geometristä vaimennusta voidaan kuvata kaavalla 2.17. (Hall 2000.)

$$v_b = v_a \times \left(\frac{r_a}{r_b}\right)^\beta, \quad 2.17$$

jossa

$$\begin{aligned} v_b, v_a &= \text{heilahdusnopeuden huippuarvo pisteessä 'b' / 'a'} \\ r_a, r_b &= \text{etäisyys tärinälähteestä pisteessä 'a' / 'b'} \\ \beta &= \text{kerroin geometriselle vaimennukselle.} \end{aligned}$$

Geometrisen vaimennuksen kerroin vaihtelee maaperästä riippuen. Amick ja Gendreau (2000) ovat keränneet tutkijoiden esittämiä geometrisen vaimennuksen arvoja, jotka on esitetty taulukossa 2.

**Taulukko 2** Julkaistuja arvoja geometrisen vaimennuksen kertoimelle  $\beta$  (Amick ja Gendreau 2000).

Maapohjatyyppe	Geometrisen vaimennuksen kerroin	Tutkija
Hiekat	1,0	Wiss (1967)
Savet	1,5	
Pintahiekat	1,5	Brenner & Chittikuladilok (1975)
Hiekkatäyttö pehmeän saven päällä	0,8...1,0	
Vaihtelevat, tiiviit maalajit	1,0	Attewell & Farmer (1973)
Tiiviit maalajit ja kallio	1,4...1,7	Nicholls, Johnson & Duvall (1971)
Savi	1,4	Martin (1980)
Siltti	0,8	
Savi	1,5	Amick & Ungar (1987)

### ***Materiaalivaimennus***

Materiaalivaimennuksesta käytetään myös nimeä hystereettinen eli sisäinen vaimennus, sillä siinä amplitudin pientyminen johtuu sisäisestä muodonmuutostyöstä. Laskennallisesti materiaalivaimennuksesta aiheutuvaa amplitudin pienenemistä kuvataan absorptiokertoimella  $\alpha$ . (Törnqvist ja Talja 2006.) Kun materiaalivaimennuksen kerroin otetaan huomioon, saadaan geometrisen vaimennuksen yhtälö (kaava 2.18) kokonaisvaimennusta kuvaavaan muotoon:

$$v_b = v_a \times \left(\frac{r_a}{r_b}\right)^\beta \times e^{[-\alpha(r_a-r_b)]}. \quad 2.18$$

Materiaalivaimennuskerroin vaihtelee maalajin ja värähtelyn taajuuden mukaan seuraavan yhtälön mukaisesti (Hall 2000, s.24):

$$\alpha = \frac{2\pi f \xi}{v_i}, \quad 2.19$$

jossa

$f$	=	taajuus
$\xi$	=	suhteellinen vaimennuskerroin eli vaimennussuhde
$v_i$	=	aallon etenemisnopeus.

Kuten yhtälöstä huomataan, absorptiokerroin pienenee aallon etenemisnopeuden kasvaessa ja taajuuden pientyessä. Materiaalin jäykkyys onkin suoraan yhteydessä materiaalivaimennuksen suuruuteen. (Hall 2000.) Absorptiokertoimen tyypillisiä arvoja eri maaperätyypeille on esitetty taulukossa 3 (Törnqvist ja Talja 2006). Samassa taulukossa on esitetty Poissonin luvun,  $\nu$ , tyypillisiä arvoja maaperässä. Poissonin luvun ja vaimennussuhteen,  $\xi$ , vaikutuksesta on kerrottu lisää kappaleessa 2.4.4.

**Taulukko 3** Materiaalivaimennuskerroin pienillä muodonmuutoksilla (liukuma  $\gamma < 10^{-4} \dots 10^{-5}$ ) ja keskimääräisessä jännitystilassa  $\sigma_m = 100$  kPa ja Poissonin luku eri maapohjatyypeille (Törnqvist ja Talja 2006).

Maapohjajyyppi	Absorptiokerroin $\alpha$ [1/m]	Poissonin luku, $\nu$
Pehmeä savi, vesipitoisuus 50...120 %	0,001...0,04	0,45...0,5
Pehmeä savi	0,02...0,04	0,45...0,5
Sitkeä savi	0,03...0,06	0,3
Kova savi	0,05...0,07	0,2...0,4
Löyhät välimaalajit (siltit, silttiset hiekat)	0,02...0,05	0,2...0,4
Tiiviit välimaalajit (siltit, silttiset hiekat)	0,01...0,04	0,2...0,4
Löyhät hiekat	ei esitetty	0,2...0,35
Tiiviit hiekat ja löyhät keskitiiviit sorat	0,004...0,0035	0,2...0,35
Tiiviit sorat ja moreenit	0,003...0,006	0,2...0,3
Iskostuneet moreenit	0,01...0,11	0,3...0,4
Kallio	0,01	0,45

## 2.4.4 Maaparametrien vaikutus

Maaperän dynaamiset olosuhteet vaikuttavat merkittävästi aaltoliikkeen etenemisnopeuteen. Tärkein yksittäinen tekijä on leikkausmoduuli, mutta myös Poissonin luku ja vaimennussuhde vaikuttavat merkittävästi värinäaaltojen etenemiseen maaperässä. Näiden ominaisuuksien lisäksi aaltojen eteneminen riippuu mm. maan jäykkyydestä ja tiiviyydestä. (Junnila 2001.)

### **Maksimileikkausmoduuli $G_{max}$**

Leikkausmoduuli on tärkein yksittäinen maaparametri tarkasteltaessa aaltojen etenemistä ja siitä seuraavaa värähtelyä ja värinää. Luotettavin leikkausmoduulin in-situ –arvo saadaan mittaamalla leikkausaallon nopeutta, jonka avulla leikkausmoduuli voidaan määrittää yhtälöstä 2.20:

$$G_{max} = \rho v_s^2, \quad 2.20$$

jossa

$$\begin{aligned} G_{max} &= \text{maksimileikkausmoduuli [kPa]} \\ \rho &= \text{maaperän tiheys [kg/m}^3\text{]} \\ v_s &= \text{leikkausaallonnopeus [m/s]}. \end{aligned}$$

Leikkausmoduulia voidaan arvioida empiirisillä menetelmillä laboratorio- tai in-situ –kokeiden perusteella. Rakeisilla maalajeilla voidaan käyttää yhtälöä 2.21:

$$G_{max} = 1000 K_{2max} \sqrt{\sigma'_m}, \quad 2.21$$

jossa

$$\begin{aligned} \sigma'_m &= \text{keskimääräinen tehokas pääjännitys [kPa]} \\ K_{2max} &= \text{empiirinen kerroin, joka määritetään maalajin, huokosluvun } e \text{ tai suhteellisen tiiviyn } D_r \text{ avulla (taulukko 4)}. \end{aligned}$$

**Taulukko 4 Leikkausmoduulin määrittelemiseksi tarvittava empiirinen kerroin  $K_{2max}$  määritettynä maalajin, huokosluvun ja suhteellisen tiiviyn perusteella (Hall 2000).**

Maalaji	$K_{2,max}$	Huokosluku $e$	$K_{2,max}$	$D_r$ (%)	$K_{2,max}$
Löyhä hiekka	7,7	0,9	7,4	30	7,4
Tiivis hiekka	10,9	0,8	8,5	40	8,8
Erittäin tiivis hiekka	14,2	0,7	9,6	50	9,4
		0,6	11,2	60	11,4
Erittäin tiivis hiekka ja sora	21,9...32,8	0,5	13,1	75	12,9
		0,4	15,3	90	15,3

Alustavat maksimileikkausmoduulin arvot hienorakeisille maalajeille saadaan plastisuusluvun, ylikonsolidaatioasteen ja suljetun leikkauslujuuden avulla. Taulukossa 5 on esitetty maksimileikkausmoduulin ja suljetun leikkauslujuuden välisen suhteen,  $\frac{G_{max}}{\tau_u}$ , riippuvuus plastisuusluvusta (PI) ja ylikonsolidaatioasteesta (OCR). (Hall 2000.)

**Taulukko 5 Maksimileikkausmoduulin ja suljetun leikkauslujuuden suhde erilaisilla plastisuusindeksin PI ja ylikonsolidaatioasteen OCR avulla (Hall 2000).**

Plastisuusindeksi PI	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 3
15-20	1100	900	600
20-25	700	600	500
25-45	450	380	300

### **Poissonin luku $\nu$**

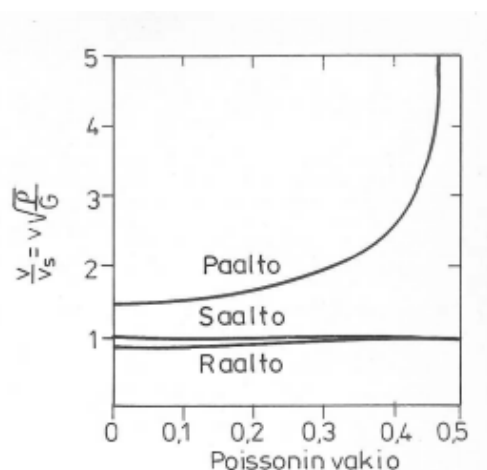
Poissonin luku riippuu hyvin paljon maaperän kyllästymisasteesta ja maan kuivatusolosuhteista. Toisaalta se ei ole kovin herkkä maalajin, sellipaineen tai huokoisuuden vaikutuksille. Maalajeille, jotka eivät ole kyllästyneitä, voidaan Poissonin luku määritellä seuraavan yhtälön mukaisesti (Hall 2000):

$$\nu = \frac{1 - \frac{v_p^2}{v_s^2}}{1 - \frac{v_p^2}{v_s^2}}, \quad 2.22$$

jossa

$$\begin{aligned} \nu &= \text{Poissonin luku} \\ v_p &= \text{P-aallon nopeus} \\ v_s &= \text{S-aallon nopeus.} \end{aligned}$$

Tyypillisiä Poissonin luvun arvoja eri maalajeille esiteltiin taulukossa 3. Poissonin luvun vaikutusta P-aallon, S-aallon ja R-aallon etenemisnopeuksiin on esitetty kuvassa 12. Kuten kuvasta osittain nähdään, Poissonin luvun lähestyessä arvoa 0,5 P-aallon etenemisnopeus lähestyy ääretöntä. (Hall 2000.)



**Kuva 12 Eri aaltotyyppien etenemisnopeuksien riippuvuus väliaineen Poissonin luvusta (Saari 1990).**

### **Kimmomoduuli $E$**

Kimmomoduulilla kuvataan maaperän elastisia ominaisuuksia ja se voidaan esittää leikkausmoduulin ja Poissonin luvun avulla seuraavan yhtälön mukaisesti (Törnqvist ja Talja 2006):

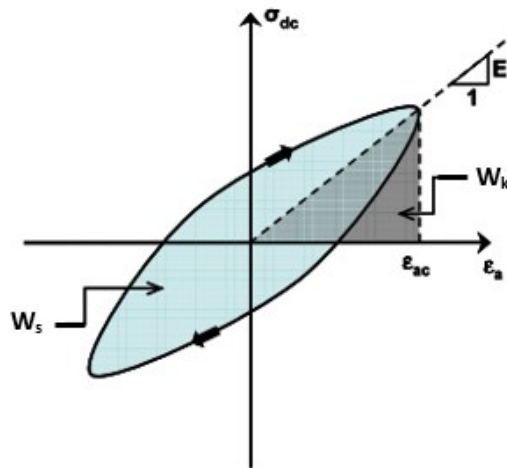
$$E = 2G(1 + \nu). \quad 2.23$$

Esimerkkiarvoja kimmomoduulille on annettu taulukossa 6.

**Taulukko 6 Kimmomoduulin arvoja pienillä muodonmuutostasoilla (Törnqvist ja Talja 2006)**

	<i>Pehmeä savi</i>	<i>Sitkeä savi</i>	<i>Kova savi</i>	<i>Löyhä siltti</i>	<i>Tiivis siltti</i>	<i>Löyhä hiekka</i>	<i>Tiivis hiekka</i>	<i>Moreeni</i>
E [MPa]	3 - 5	4 - 10	10 - 100	15 - 40	20 - 80	30 - 60	90 - 180	1000 - 3000

### Vaimennussuhde $\xi$



**Kuva 13 Maan syklinen jännitys-muodonmuutostäyrä, jota voidaan hyödyntää vaimennussuhteen laskennassa (Trandafir et al. 2011).**

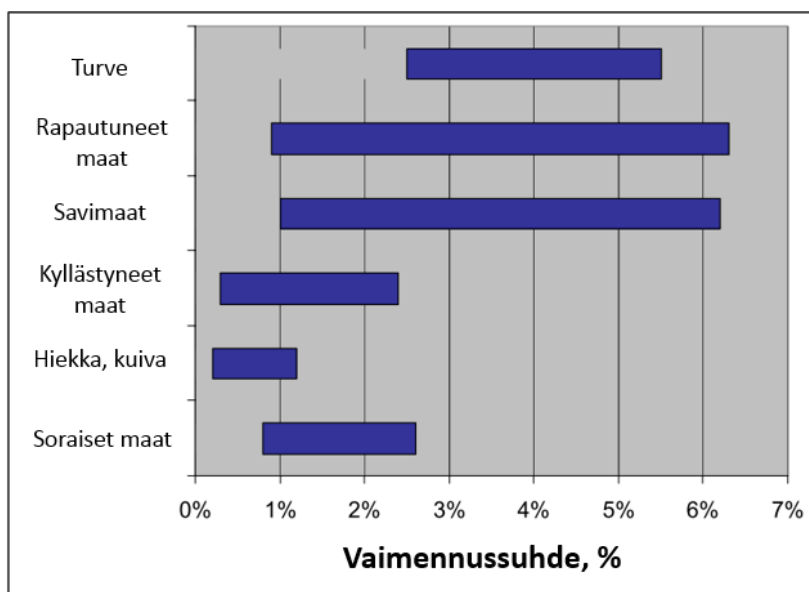
Vaimennussuhde kuvaa materiaalin kykyä absorboida energiaa jopa hyvin pienillä muodonmuutoksilla. Häviävän energian määrä on sama kuin kuvan 13 silmukan pinta-ala ( $W_s=A_s$ ) ja kuvassa varjostettu kolmio kuvaa teoreettista ulkoista työtä ( $W_k=A_k$ ). Vaimennussuhde määritetään silmukan ja kolmion pinta-alojen mukaisesti kaavalla 2.24. (Trandafir et al. 2011.)

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{W_s}{W_k} = \frac{1}{4\pi} \frac{A_s}{A_k} \quad 2.24$$

Hardin ja Drenevich (1972) ovat määrittäneet vaimennussuhteen yhteyden leikkausmoduuliin yhtälön 2.25 mukaisesti. Kaavasta huomataan vaimennussuhteen kasvavan leikkausmoduulin pienentyessä.

$$\xi = \xi_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}}\right) \quad 2.25$$

Vaimennussuhdetta on vaikea mitata, sillä aallot etenevät maaperässä monimutkaisesti esimerkiksi aaltojen taittumisen, interferenssin ja muiden geometristen ja materiaalisten ilmiöiden vaikutuksesta (Hall 2000). Kokemukseen perustuvia, tyypillisiä vaimennussuhteen arvoja on esitetty kuvassa 14 (Massarsch et al. 2002). Tärinäneristysseiniä mallinnettaessa tyypillisenä vaimennussuhteen arvona voidaan pitää 5-8 % (Majumder ja Ghosh 2016).



Kuva 14 Tyypillisiä vaimennussuhteen arvoja eri maalajeille pienillä muodonmuutoksilla ( $< 10^{-4} \%$ ) (Massarsch 2002).

### *Tiiviys ja jäykkyys*

Törnqvistin ja Taljan (2006) mukaan maapohjan jäykkyys hienorakeisilla maalajeilla riippuu huokosluvusta, maapohjan vallitsevasta, staattisesta jännitystilasta, ylikonsolidoitumisasteesta, vesipitoisuudesta, juoksevuus- ja plastisuusluvusta ja tärinän aiheuttamasta muodonmuutostasosta. Maalajin jäykkyys on suoraan yhteydessä maan sisäiseen vaimennukseen. Karkearakeisten maalajien kimmomoduulin- ja leikkausmoduulin arvot kasvavat maan tiivistyessä. Sama tapahtuu myös hienorakeisille maalajeille, mutta tiiviiden sijasta näitä maalajeja kuvataan suljetun leikkauslujuuden avulla.

### 2.4.5 Tärinän siirtyminen rakenteisiin

Rakennuksen perustukset vaimentavat maaperästä rakennukseen siirtyvää tärinää, mutta perustusten yläpuolisten rakenteiden ominaistuuksien voivat aiheuttaa resonanssia ja vahvistaa tärinää. Pehmeikköalueilla tärinäongelmia esiintyy runsaasti, sillä perustukset vaimentavat paremmin korkeataajuisia kuin matalataajuisia värähtelyä. Pehmeän savikon hallitsevalla taajuusalueella 5-10 Hz vaikuttava värähtely osuu rakenteiden ominaistuuksialueeseen, joten savikolla etenevä värähtely aiheuttaa herkimmin resonanssia rakennukseen. (Kiviluoma 2013.)

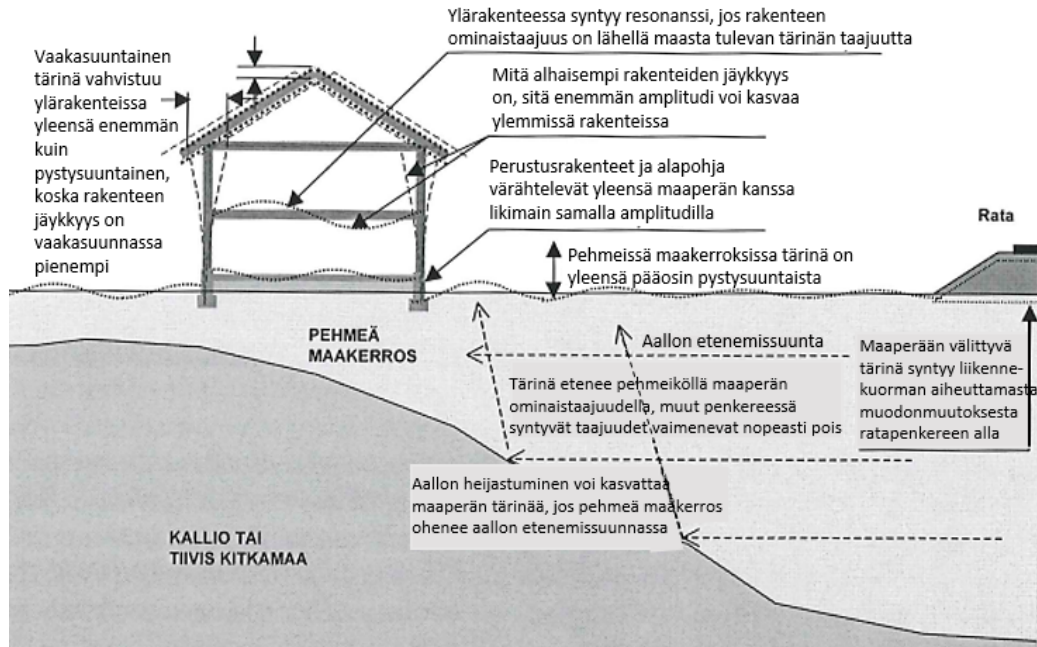
Siinä missä maapohjan dynaamiset ominaisuudet vaikuttavat värähtelyn etenemiseen maaperässä, rakennuksen dynaamiset ominaisuudet vaikuttavat maasta rakennukseen siirtyvän värähtelyn suuruuteen. Näihin dynaamisten ominaisuuksiin vaikuttavat maaperän värähtelyn suuruus, suunta ja taajuussisältö, rakennuksen korkeus ja vaakamitat, perustamistapa ja perustuksen jäykkyys sekä rungon ja lattian dynaamiset ominaisuudet, jotka määräytyvät rungon ja lattian massan, jäykkyyden ja vaimennuksen mukaan.

Resonanssi-ilmiö voimistaa rakennuksiin siirtyvää tärinää erityisen paljon, jos kapeakaistainen herätevärähtely osuu rakennuksen alimman ominaistuuksien alueelle. Rautatieliikenteen aiheuttama tärinä saa harvoin aikaan täyttä resonanssia, mutta 80



prosenttinen resonanssi voi syntyä vain yhden sekunnin herätteestä taajuuden ollessa 5-10 Hz. (Talja & Törnqvist 2014.)

Kuvassa 15 on esitetty värinän eteneminen värinälähteestä maaperän kautta rakennukseen sekä värinän siirtyminen itse rakennuksessa.



Kuva 15 Värinän eteneminen, vahvistuminen ja heijastuminen pehmeässä maakerroksessa sekä värinän siirtyminen rakennukseen ja rakennuksessa (Törnqvist & Nuutilainen 2002).

### 3 Tärinän vaikutukset ja arviointi

#### 3.1 Tärinän vaikutus ihmisiin

##### 3.1.1 Tärinänarviointikäytännöt

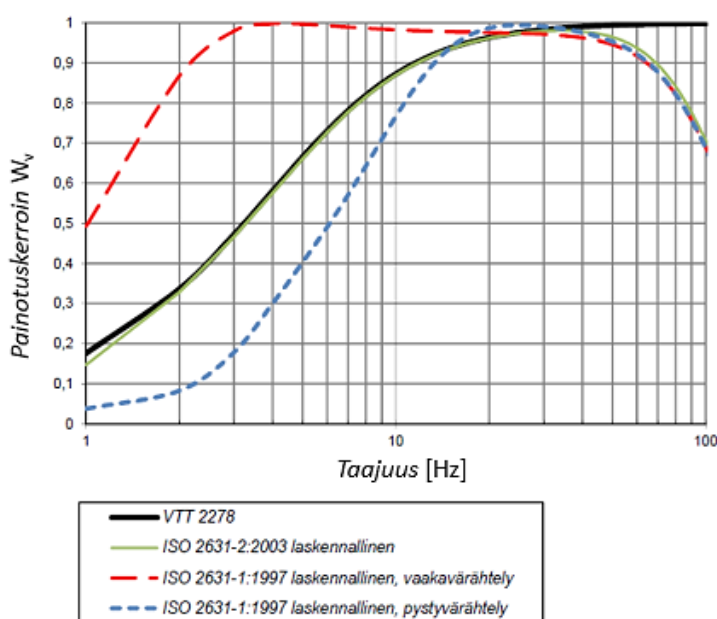
Junaliikenteen ihmiselle aiheuttamat haitat eivät yleensä vaaranna asumisturvallisuutta tai terveyttä suoranaisesti, mutta aiheuttavat välillisesti ongelmia fyysiseen ja henkiseen hyvinvointiin. Ongelmat voivat ilmetä univaikeuksina, ikkunoiden ja irtonaisten tavaroiden helisemisenä ja aiheellisena tai aiheettomana pelkona rakenteiden ja esineiden rikkoutumisesta. (Hunaidi 2000.) Useimmat ihmiset kokevat värähtelyn häiritseväksi levätessään tai esimerkiksi televisiota katsoessaan, mutta uniongelmia värähtelyt aiheuttavat harvemmillä (Massarsch et al. 2002).

##### *Nopeusvasteen rms-arvo*

Suomessa on totuttu mittaamaan tärinästä sen huippuarvoja, jolloin arvoja on voitu helposti verrata rakenteille haitallisen tärinän raja-arvoihin. Tehollisarvon eli rms-arvon käyttö sopii kuitenkin paremmin tärinän häiritsevyyden arvioimiseen, sillä sitä voi kuvailla tärinän keskiarvoksi ja se on aina huippuarvoa pienempi. (Junnila 2001.) Suomessakin on käytetty eräänä ohjearvona yhden sekunnin aikana mitatun heilahdusnopeuden tehollisarvon maksimia eli nopeusvasteen rms-arvon maksimia junan ohituksen aikana nopeusyksikössä mm/s. Nämä maksimiarvot ovat junakohtaisia, joten vertailuarvo määräytyy tilastollisesti eri junien maksimiarvoista. (Kiviluoma 2013.)

##### *Värähtelyn taajuuspainotus*

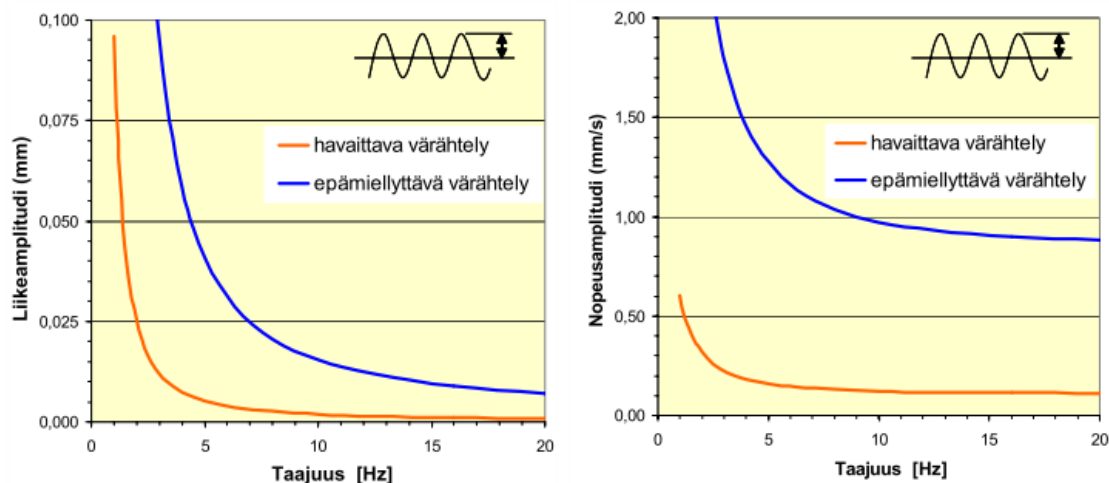
Värähtelyn taajuuspainotusta voidaan hyödyntää tarkasteltaessa ihmisen kokemia tärinähaittoja, kuten kuvassa 16 on esitetty. Mitatun signaalin taajuusamplitudit tehdään ihmisen herkkyyden suhteen samanarvoisiksi kertomalla eri värähtelykomponentit värähtelyn taajuuspainotuskertoimella,  $W_v$ . Ihmisen aistiman tärinän ohjearvot ja taajuuspainotuskäyrät voidaan määrittää kyselytutkimuksista, joista selviää, miten kyseessä olevan alueen ihmiset kokevat tärinän vaikutukset. (Kiviluoma 2013.)



Kuva 16 Värähtelyn taajuuspainotus, kun tarkastellaan tärinän vaikutusta ihmisiin (VTT 2001).

### Siirtymä ja värähtelynopeus

Värähtelyn epämiellyttävyyttä voidaan kuvata myös siirtymän ja värähtelynopeuden avulla. Kuvassa 17 on esitetty sekä havaittavan että epämiellyttäväksi koetun värähtelyn käyrät taajuuden sekä liike- tai nopeusamplitudin funktiona. Pehmeillä savimailla 0,2 – 0,6 mm:n liikeamplitudi koetaan epämiellyttäväksi, kun taas kovilla maaperillä epämiellyttävyyden raja on jo 0,01 mm. (Talja et al. 2008.) Värähtelynopeutta tarkastellessa asumisen koetaan häiriintyvän jo värähtelynopeuden huippuarvolla 0,5-1 mm/s (Talja ja Törnqvist 2014).



Kuva 17 Säännöllisen harmonisen värähtelyn vaikutus ihmiseen. Vasen kuvaaja on esitetty siirtymän ja oikea värähtelynopeuden avulla. (Talja et al. 2008.)

### 3.1.2 Ohjeelliset raja-arvot

#### Norjan standardi NS 8176

Suomessa käytetään usein Norjan standardissa NS 8176 esitettyä suositusta värähtelyluokituksista, koska Suomessa ei ole kansallista standardia tärinän raja-arvoille. Norjan standardin arvot perustuvat tehollisarvoihin (värähtelyn tunnuslukuun) ja luokittelu on muodostettu tilastollisesti Norjassa tehtyjen haastattelututkimusten ja tärinämittausten perusteella. Raja-arvot eivät ole ehdottomia, vaan suosituksia, jotka on jaettu neljään eri luokkaan. Luokka A kuvaa hyviä asuinolosuhteita, joissa ihmiset eivät yleensä havaitse tärinää. Luokassa B värähtelyä voidaan huomata, mutta ne ovat harvoin häiritseviä. Luokassa C keskimäärin 15 % pitää värähtelyä häiritseväenä, kun taas luokassa D tämä luku on 25%. Luokkaa C käytetään suosituksena uusien rakennusten ja väylien rakentamisessa ja luokkaan D pyritään vanhoilla asuinalueilla. (Massarsch et al. 2002.) Raja-arvosuosituksia on esitetty taulukossa 7.

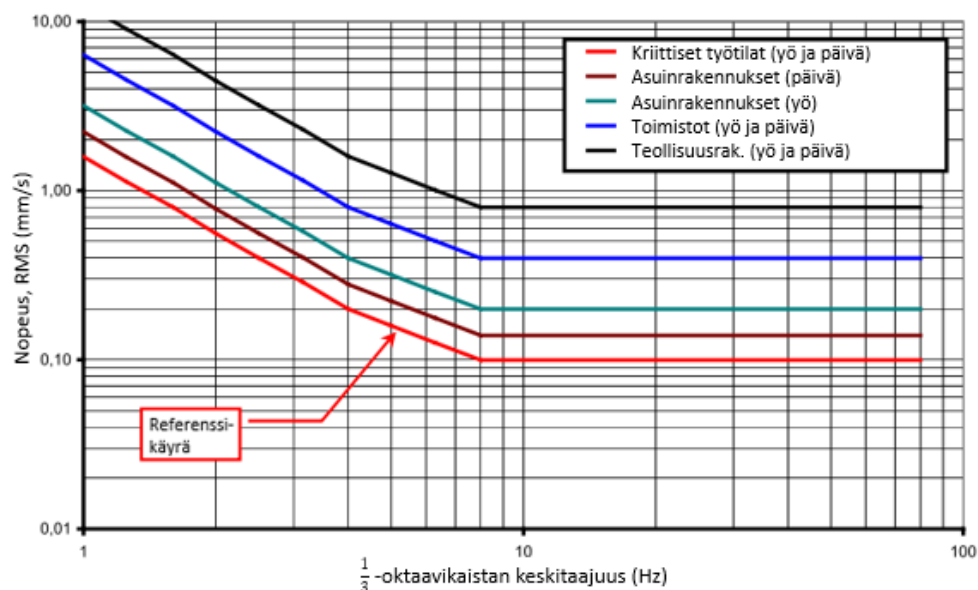
Taulukko 7 Suositus asuntojen luokittelusta painotetun tehollisen heilahdusnopeuden ja -kiihtyvyyden maksimiarvojen (95 % todennäköisyydellä) avulla (NS 8176 1999).

Tilastolliset maksimiarvot	Luokka A	Luokka B	Luokka C	Luokka D
Painotettu heilahdusnopeus, $v_{w,95}$ (mm/s)	0,1	0,15	0,3	0,6
Painotettu heilahduskiihtyvyys, $a_{w,95}$ (mm/s <sup>2</sup> )	3,6	5,4	11	21

Verratessa Norjan standardin tehollisarvoja huippuarvoihin, voidaan karkeasti ajatella luokan C heilahdusnopeuden huippuarvoksi 0,5...1,0 mm/s ja luokan D vastaavaksi 1,0...1,5 mm/s (Junnila 2001).

### ISO 2631-2

Standardissa ISO 2631-2 esitettyjen raja-arvojen määrittelyssä on käytetty heilahdusnopeuden tehollisarvoa,  $v_{rms}$ . Kuvassa 18 on esitetty ihmisten häiritsevästä kokeman tärinän raja-arvot  $v_{rms}$ -arvoon perustuvan referenssikäyrän funktiona. Kuvan 18 tilanne kuvaa yksittäisen huoneen värähtelyä ja tutkittaessa koko rakennuksen värähtelyn häiritsevyyttä, tulee arvot kertoa taulukon 8 mukaisilla kertoimilla. (Massarsch et al. 2002.)



Kuva 18 ISO 2631-2 referenssikäyriä. Referenssikäyrä kuvaa tärinän havaintokynnystä eli käyrän yläpuolisella alueella ihmiset kokevat tärinän todennäköisesti häiritseväksi.

Taulukko 8 Ihmisten häiriintymisherkkyiden kertoimet rakennuksille, ISO 2631-2.

<i>Sijainti</i>	<i>Aika</i>	<i>Jatkuva tai jaksottainen värähtely</i>	<i>Transientti (iskumainen) värähtely, joka toistuu useasti päivän aikana</i>
Kriittiset työtilat	Päivä	1	1
Asuinrakennukset	Päivä	2...4	30...90
	Yö	1,4	1,4...20
Toimistot	Päivä	4	60...128
Teollisuusrakennukset	Päivä	8	90...128

### Ruotsin rautatiehallinto ja ympäristösuojeluvirasto

Ruotsin rautatiehallinto (Banverket) ja ympäristövirasto (Naturvårdsverket) ovat yhdessä koonneet ohjeen koskien liikenteestä aiheutuvan tärinän ympäristövaikutuksia. Taulukossa 9 on esitetty kohtuullisen siedettävyyden raja-arvo maapartikkelien liikkeelle (nopeus ja kiihtyvyys) Ruotsin standardin SS 460 48 61 mukaisesti. Värähtelyn taajuusalueesta on rajattu yli 80 Hz:n taajuudet pois ISO 2631-2-standardia mukaillen. (Banverket 2006.) Samaa taajuusalueen rajausta on käytetty tämän tutkimuksen tulosten tarkastelussa.

**Taulukko 9** Maassa syntyvän värähtelyn siedettävyyden raja-arvo Ruotsin rautatiehallinnon ja ympäristöviraston viitearvojen mukaisesti (Banverket 2006).

<i>Värähtelyn rms-arvo (1–80 Hz)</i>	<i>Maapartikkelien nopeus</i>	<i>Maapartikkelien kiihtyvyys</i>
	0,4 mm/s	14 mm/s <sup>2</sup>

## 3.2 Tärinän vaikutukset rakennuksiin ja rakenteisiin

### 3.2.1 Tärinänarviointikäytännöt

Vaikka värähtelyn vaikutuksia kuvataan usein hiukkasnopeuden huippuarvon (Peak Particle Velocity, PPV) avulla, värähtelyn nopeus ei itsessään aiheuta vaurioita rakennuksiin. Sen sijaan rakenteiden vaurioita aiheutuu, jos muodonmuutosten, inertiavoimien ja olemassa olevien kuormien yhteisvaikutus ylittää mitoituksen raja-arvon. (Boos 2003.)

Rautatieliikenteen aiheuttamat vauriot rakenteisiin ovat harvinaisia, mutta värähtelyn taajuuden osuessa rungon tai lattian alimmalle ominaistajuuden alueelle voi resonanssin seurauksena aiheutua rakenteellisiakin vaurioita, kuten halkeamia. Usein halkeamat syntyvät kuitenkin monen asian summana rakennuksen ikääntyessä ja ovat lähinnä kosmeettisia haittoja. Rakenteelliset vauriot edellyttävät kuitenkin moninkertaista värähtelyä verrattuna asumismukavuuden häiriintymiseen vaadittaviin värähtelyihin.

Ennen tärinäalttiiden alueiden kaavoittamista on kartoitettava tärinän aiheuttamia ympäristövaikutuksia. Tämän kartoituksen avulla jaetaan kaavoitusalue kolmeen vyöhykkeeseen seuraavasti:

- V-alue: Aiheuttaa vaurioriskin rakenteille, selvästi havaittava tärinä
- H-alue: Tärinä havaittavissa selvästi tai vähäisesti, mutta haitat rakenteisiin epätodennäköisiä
- E-alue: Tärinä havaitaan lievänä tai ei ollenkaan, vauriot rakenteissa erittäin epätodennäköisiä

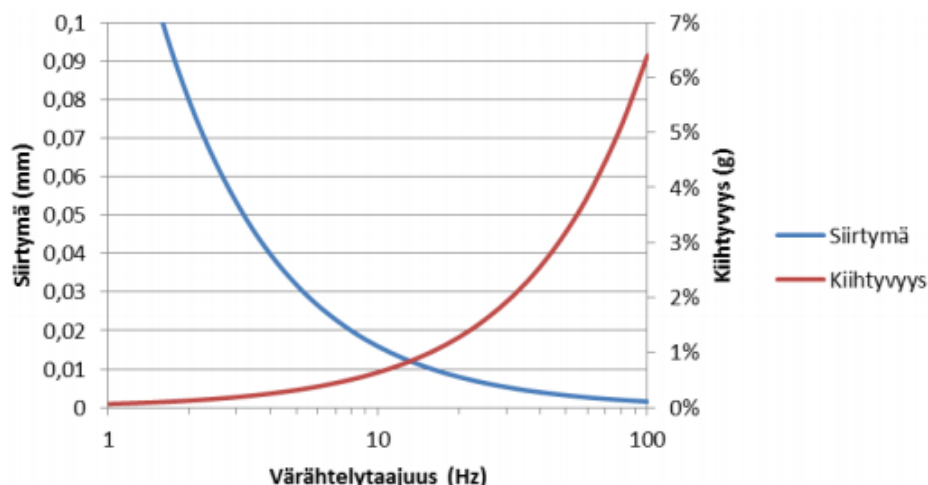
(Törnqvist ja Nuutilainen 2002).

Tärinäkartoituksessa hyödynnetään kolmea tarkastelutasoa, joista valitaan halutusta tarkkuudesta riippuen käyttötarkoitukseen sopivat tasot:

- Tarkastelutaso 1: Alustava kartoitus puoliempiirisillä laskentakaavoilla, joiden lähtötiedot rajoittuvat juna- ja maaperätietoihin.
- Tarkastelutaso 2: Lähtötietoja tarkennetaan junaliikenteestä tärinämittauksin selvitetillä maaperän värähtelyllä.
- Tarkastelutaso 3: Rakennuksessa esiintyvän värähtelyn arviointi hyödyntäen mm. värähtelymittauksia ja rakennekatselmuksia.

Rakenteiden vaurioitumisalttiutta arvioivalla tärinäasiantuntijalla tulee olla FISE:n pätevyysluokan aa kelpoisuus. (Talja ja Törnqvist 2014.)

Värähtelyn merkitystä voidaan arvioida siirtymien ja kiihtyvyyksien avulla, sillä värähtely aiheuttaa muodonmuutoksia ja hitausvoimia, joiden suuruus on suorassa suhteessa kiihtyvyyteen. Kuvassa 19 on esitetty siirtymän ja kiihtyvyyden huippuarvojen riippuvuus värähtelyn taajuudesta, kun värähtelyn nopeuden huippuarvo on 1 mm/s. (Talja ja Törnqvist 2014.)



Kuva 19 Värähtelyn nopeuden huippuarvoa 1 mm/s vastaavat siirtymän ja kiihtyvyyden huippuarvot suhteessa maan vetovoiman kiihtyvyyteen ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) (Talja ja Törnqvist 2014)

### 3.2.2 Ohjeelliset raja-arvot

Suomessa tärinälle ei ole olemassa säädöksillä vahvistettuja raja-arvoja, jonka vuoksi kaikki käytettävät raja-arvot ovat ohjeellisia. VTT:n julkaisussa esiintyvät eri alueiden värähtelyrajat on esitetty taulukossa 10 ja ne perustuvat heilahdusnopeuden huippuarvoon,  $v_{\max}$ . Taulukossa esitetty arvo ei saa ylittyä pysty- eikä vaakasuuntaisessa värähtelyssä.

Taulukko 10 Tärinäalueiden rajauksessa käytettävät värähtelyrajat ( $v_{\max}$ , mm/s) maaperän värähtelylle (Talja ja Törnqvist 2014).

<i>Maalaji</i>	<i>Pehmeä savi, leikkauslujuus &lt; 25 kN/m<sup>2</sup></i>	<i>Sitkeä savi, siltti, löyhä hiekka</i>	<i>Tiivis hiekka, sora, moreeni, rikkonainen tai löyhä kallio</i>	<i>Kiinteä kallio</i>
Värähtelyssä dominoiva taajuus	alle 10 Hz	10...20 Hz	20...50 Hz	yli 50 Hz
V-arvo	3	4,2	16	7,2
H-arvo	1...3	1,4...4,2	2...6	2,4...7,2
E-arvo	alle 1	alle 1,4	alle 2	alle 2,4

Myös monet muut rakennusten vaurioitumisherkkyyteen liittyvät raja-arvot perustuvat heilahdusnopeuden huippuarvoon. Taulukossa 11 on esitetty ISO 4866 –standardiin (Mechanical vibration and shock – Vibration of buildings – Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings) ja Sveitsin standardiin ”Swiss standard for vibration damages for buildings” perustuvia rakennusten vaurioitumisalttiuden raja-arvoja (Jokinen & Ervo 2007).

**Taulukko 11 Rakennuksen värinäälttiuskategoriat ISO 4866 – ja Sveitsin standardin mukaisesti (Jokinen & Ervo 2007).**

<i>Rakennuksen / rakenteen värinäälttiuskategoria</i>	<i>Dominoiva taajuus [Hz]</i>	<i>Heilahdusnopeuden huippuarvo [mm/s]</i>
I. Normaalikuntoiset hyvin jäykistetyt rakennukset. Teräs- ja teräsbetoniset teollisuusrakennukset, muut teräsrakenteet, sillat ja muut niihin rinnastettavat rakenteet	< 10	8
	10...30	10
	> 30	12
II. Perinteisesti rakennetut betoni- tiili- ja puurakenteiset asuin- ja liikerakennukset tai muut niihin rinnastettavat rakennukset ja rakenteet. Luokan I rakennukset, joissa on muurattuja kellariseiniä tai tiiliverhoilu.	< 10	4
	10...30	5
	> 30	6
III. Erityisen herkätk rakennukset tai rakenteet ja kulttuurihistorialliset tai yhteiskunnallisesti merkittävät rakennukset	< 10	2
	10...30	3
	> 30	4

Saksassa normissa on esitetty rakenteille raja-arvoja (taulukko 12), joita liikenteestä aiheutuva värinä ei saa ylittää. Todellisuudessa rakenteille asetetut raja-arvot ylittyvät harvoin, mutta huonokuntoiselle rakennukselle värinän aiheuttama lisäkuorma voi aiheuttaa rakennevaurioita.

**Taulukko 12 Saksan standardin (DIN 4150) mukaiset rakenteiden raja-arvot eri taajuuksilla. Raja-arvot on esitetty pystysuuntaisena suurimpana heilahdusnopeutena [mm/s].**

<i>Rakennuksen tyyppi</i>	<i>Taajuus</i>		
	<i>&lt; 10 Hz</i>	<i>10 – 50 Hz</i>	<i>50 – 100 Hz</i>
Toimistot, teollisuusrakennukset	20	20...40	40...70
Asuinrakennukset	5	5...15	15...35
Värinäherkätk rakennukset	3	3...8	8...15

### 3.3 *Empiiriset ja analyttiset menetelmät*

Empiiriset eli kokemusperäiset menetelmät ovat värinän arvioinnissa pääasiallisesti kohteessa tehtyjä värinämittauksia. Asuinmukavuutta tutkittaessa käytetään hyödyksi myös kyselytutkimuksia, jotta saadaan tietoa ihmisten kokemista värinähaitoista. Empiiristen tutkimusten puutteena on niiden kohdesidonaisuus, mikä tarkoittaa, että empiirisillä menetelmillä saatuja tuloksia ei voida hyödyntää yleispätevissä tarkasteluissa.

Analyttisiä menetelmiä voidaan käyttää värähtelyjen alkutarkasteluissa, mutta syvälliseen tutkimukseen menetelmät eivät sovi epätarkkuutensa vuoksi. Analyttisiä menetelmiä käytetään lähinnä hyvin yksinkertaisten geometrioiden ja reunaehtojen tapauksissa, jollaisia harvoin esiintyy käytännössä. (Alzawi 2011.)

Alustavissa tarkasteluissa voidaan käyttää ns. puoliempiirisiä menetelmiä (tarkastelutaso 1), joiden laskentakaavat perustuvat useisiin tutkittuihin mittaustietoihin. Luotettavien juna- ja

maaperätietojen avulla maaperän värähtelyä voidaan arvioida matemaattisesti Suomen olosuhteisiin sovelletun, Norjassa kehitetyn laskentamallin avulla ilman tärinämittauksia. Maanpinnan värähtelyn huippuarvo valitulla etäisyydellä radasta saadaan kaavan 3.1 avulla. Laskentakaava ei ota huomioon vaakavärähtelyn vaihtelua, vaan olettaa pysty- ja vaakasuuntaiset värähtelyt yhtä suuriksi. (Talja ja Törnqvist 2014.)

$$v_G = v_0 \left( \frac{D_0}{D} \right)^B \left( \frac{S}{S_0} \right)^{A_v} \frac{M}{M_0} k_R F, \quad 3.1$$

jossa

$v_0$	=	värähtelyn perusarvo maassa etäisyydellä $D_0 = 15$ m raiteen keskilinjasta, arvo saadaan taulukosta 1
$D$	=	tarkasteltava etäisyys
$B$	=	etäisyyseksponentti, jonka arvo saadaan taulukosta 1
$S$	=	tarkasteltava nopeus
$S_0$	=	nopeuden perusarvo 70 km/h
$A_v$	=	nopeuseksponentti, jonka arvo on välillä 0,9...1,1
$M$	=	tarkasteltavan junan kokonaispaino
$M_0$	=	junan kokonaispainon perusarvo 2000 tn
$k_R$	=	radan kunnosta riippuva kerroin, keskimäärin sen arvo on 1,0. Vanhan yksiraiteisen radan kerroin on 1,3 ja uuden moniraiteisen radan 0,7.
$F$	=	varmuuskerroin, jonka arvo on 2. Jos perusyhtälön kalibrointi on varmistettu kohteen maaperän tärinämittauksilla, voidaan käyttää arvoa 1.

**Taulukko 13 Värähtelyn perusarvo maassa, kun etäisyys  $D_0 = 15$  m sekä etäisyyseksponentin  $B$  arvo eri maalajeille ja junatyypeille (Talja & Törnqvist 2014).**

<i>Määrittävä maalaji</i>	<i>Eksponentti B</i>	<i>Värähtelyn perusarvo <math>v_0</math> (mm/s) ja vaihteluväli</i>	
		<i>Tavarajuna</i>	<i>Henkilöjuna</i>
Tärinäherkkä koheesiomaa (ljSa, ljSi, Lj)	0,3...0,6	1,1...1,7	0,7...1,2
Normaali koheesiomaa (Sa, saSi, Si)	0,5...1,0	0,7...1,2	0,5...0,9
Välimaalajit (karkeaSi, hkSi, siHk, hienoHk)	0,9...1,5	0,4...0,9	0,3...0,6
Karkearakeinen (Hk, Sr, HkMr, SrMr)	1,4...2,0	0,3...0,6	0,2...0,4

Savilla leikkausaallon nopeutta voidaan hyvin karkeasti arvioida vesipitoisuuteen perustuvalla kaavalla (Ratahallintokeskus 2008):

$$v_s = 135 - 0,75 w, \quad 3.2$$

jossa

$v_s$	=	leikkausaallon etenemisnopeus
$w$	=	saven vesipitoisuus (p-%).



### **3.4 Tärinämittaukset**

#### **3.4.1 Mittausten tarkoitus**

Laskentakaavat eivät ota huomioon esimerkiksi maakerrosten paksuuden vaihteluja, joten laskennallista rajausta on hyvä tarkentaa maaperässä ja rakennuksessa tehdyillä tärinämittauksilla. Tärinämittauksia voidaan käyttää arvioitaessa rautatieliikenteen aiheuttaman tärinän haitallisuutta lähialueen rakennuksille, tärinähaitan pienentämisen tarvetta tai tärinäherkkien laitteiden, esimerkiksi mikroskooppien, vaurioitumisalttiutta. (Talja ja Törnqvist 2014.)

Tärinämittausten tarkoitus on tuottaa niin luotettavaa tietoa, että tulosten avulla voidaan arvioida rakennetun tärinänvaimennusratkaisun toimivuutta. Mittausten tuloksia verrataan ohjeellisiin raja-arvoihin. Mittaustulosten tulkinnassa on otettava huomioon tarkasteltavan rakenteen mahdolliset erityispiirteet. (Törnqvist ja Nuutilainen 2002.)

Tärinää voidaan mitata kiihtyvyyden, heilahdusnopeuden, taajuuden tai siirtymien perusteella. Yleensä mitataan heilahdusnopeutta ja sen tueksi värähtelyn taajuutta luotettavien tulosten saamiseksi. Rakenteiden vaurioitumisherkkyttä tutkittaessa huippuarvon mittaaminen usein riittää, mutta tärinän häiritsevyyden mittauksissa on määritettävä tilastollisesti taajuuspainotettu tehollisarvo. Tehollisarvon määrittäminen vaatii laskennallisia menetelmiä mittausten tueksi. (Junnila 2001.)

#### **3.4.2 Mittausten suoritus**

Mittaukset tulee suorittaa kohdissa, joissa tärinät ovat oletettavasti suurimmat ja niiden vaikutus on merkittävin. Ihmisten häiriöksi kokemaa tärinää tutkittaessa mittaukset tehdään yleensä rakennuksen ylimmistä kerroksista huoneista, joiden lattia-ala on laajin. Mittaukset tulisi suorittaa lattian keskeltä, jossa tärinät ovat suurimmillaan.

Rakenteiden vaurioitumisvaaraa tutkittaessa mittaukset tulisi suorittaa rakennuksen perustuksista. Junaliikenteen aiheuttaman tärinän erottamiseksi rakennetyypistä ja rakenteiden kunnosta johtuvasta tärinästä yksi mittauspiste tulisi sijoittaa maahan rakennuksen ja radan väliin mahdollisimman lähelle rakennusta. (Boos 2003.)

Tutkittaessa tärinäeristysseinän toimivuutta täytyy mitata värähtelyt samalta paikalta ennen seinän asennusta ja seinän ollessa paikallaan. Toinen vaihtoehto on käyttää nollamittaustilaa, joka junatärinää mitattaessa asetetaan radan suuntaisesti. (Koskinen 2017.)

Värähtelymittaukset tulee suorittaa kolmikomponenttisesti: pystysuunnassa (z-suunta), väylän suunnassa (x-suunta) ja väylän poikittaissuunnassa (y-suunta). Mittaukset tehdään sulan maan aikaan, sillä roudan aikana tärinät ovat pienempiä kuin sulassa maassa. Mittausjakson pituudeksi kaava-alueella suositellaan vähintään yhtä viikkoa, mutta tutkittaessa tärinäeristysseinän toimivuutta myös lyhyemmän jakson mittaukset soveltuvat tarkoitukseen. (Talja 2011.)

### 3.4.3 Mittauslaitteistot

Mittauslaitteistoille ja signaalinkäsittelylle annettuja vaatimuksia on kuvattu standardeissa NS 8176 (1999) ja ISO2631-2 (2003). Yleisiä tärinämittauksissa käytettäviä antureita ovat geofonit ja kiihtyvyysanturit.

#### *Geofoni*

Mittausantureina heilahdusnopeuden huippuarvon mittauksessa käytetään usein geofoneja, jotka eivät kuitenkaan sovellu erityisen hyvin matalimpien taajuuksien mittaukseen niiden ominaistaajuuden (yleensä 4,5 tai 2 Hz) vuoksi. Parhaimmillaan 2 hertsin geofoni voi kuitenkin toimia jopa 1 hertsin taajuudessa. Geofonien hyviä puolia ovat halpa hinta, helppokäyttöisyys, toimivuus vedessä sekä toimivuus ilman ulkoista virtaa. (Boos 2003.)

#### *Kiihtyvyysanturi*

Kiihtyvyysantureita käytetään mittauksissa, joissa tarvitaan erittäin tarkkaa mittaustietoa, sillä niillä voi mitata taajuuksia lähes 0 Hz:in asti. Kiihtyvyysanturit ovat huomattavasti geofoneja kalliimpia ja vaativat ulkoisen virtalähteen toimiakseen. (Boos 2003.)

### 3.4.4 Mittaustulokset

Liikennetärinää tutkittaessa mittaustuloksista rajataan mukaan tarkasteluun 15 suurimmat värähtelyt aiheuttanutta tapausta. Tulokset voidaan rajata junatyypeittäin ja jokaisen mittauksen oikeellisuus todistetaan joko toteutuneiden liikennetietojen tai esimerkiksi valokuvien avulla. VTT:n ohjeen mukaan mitatun värähtelyn suuruus esitetään värähtelyn tunnuslukuna, jonka lisäksi tulee esittää taajuuskohtaiset tulokset, jotka maan värähtelyn osalta tarkoittavat taajuussisältöä 1/3-oktaavikaistoittain. Mittausraportin liitteinä esitetään mittauspisteiden sijainti, liikennetiedot ja mahdollisia lisätietoja tulosten tulkinnan ja jatkohyödyntämisen tueksi. (Talja 2011.)

## 3.5 Numeeriset menetelmät

### 3.5.1 Yleistä

Mittausten ja empiirisiin menetelmiin perustuvien yhtälöiden avulla voidaan arvioida vain juuri kyseessä olevan kohteen värähtelyjä, minkä takia tarvitaan menetelmiä, joilla voidaan yleistää nämä tulokset koskemaan myös muita olosuhteita. Numeerisilla menetelmillä voidaan mallintaa tärinää erilaisilla maaperämalleilla ja tärinäherätteillä, jolloin saadaan yleistettyä tietoa tärinän käyttäytymisestä.

Numeerisilla menetelmillä voidaan tutkia junatärinän vaikutuksia kaksi- tai kolmiulotteisesti. Usein mallinnuksessa tyydytään 2-ulotteiseen malliin, jolla päästään yleensä riittävän hyvään tarkkuuteen huomattavasti 3-ulotteista mallia pienemmällä tietokonekapasiteetilla (Hall 2000).

Tärinäaaltojen tutkimiseen käytetään usein elementtimenetelmää (Finite Element Method, FEM), johon perustuvia ohjelmistoja ovat muun muassa Plaxis ja Abaqus. Muita numeerisia menetelmiä ovat esimerkiksi reunaelementtimenetelmä (BEM), differenssimenetelmä (FDM) ja spektrielementtimenetelmä (SEM), joita ei kuitenkaan käsitellä tässä tutkimuksessa (Hall 2000).

### 3.5.2 FEM-ohjelma Abaqus

FEM eli elementtimenetelmä on yleisin käytetty numeerinen laskentamenetelmä, johon myös Abaqus-laskentaohjelma perustuu. Tässä kappaleessa käsitellään Abaquksen toimintaa ohjelman manuaalien, Abaqus Analysis User's Guide, Abaqus/CAE User's Guide ja Abaqus Theory Guide, pohjalta (Dassault Systemes 2014a, 2014b, 2014c). Abaquksella voidaan mallintaa lähes kaikenlaista geometristä ja materiaalista käyttäytymistä. Abaqus koostuu neljästä osasta:

- Abaqus/Standard on yleiskäyttöön tarkoitettu työskentely-ympäristö
- Abaqus/Explicit on eksplisiittinen, dynaaminen työskentely-ympäristö
- Abaqus/CAE on interaktiivinen ympäristö elementtimallien luomiseen, Abaqus-analyysien tekemiseen, monitorointiin ja diagnosointiin sekä tulosten arvioimiseen
- Abaqus/Viewer on Abaqus/CAEn osajoukko, joka sisältää vain visualisoinnin jälkikäsittelyn.

Näiden perusosien lisäksi Abaqukseen on saatavilla maksullisia lisäosia, kuten vedenalaisten rakennelmien analysointiin tarkoitettu Abaqus/Aqua.

(Abaqus Theory Guide.)

#### ***Kappaleiden muodostus ja niiden ominaisuuksien määrittely***

Mallin rakentaminen Abaquksessa etenee tyyppipuun mukaan alkaen "Part"-moduulista, jossa muodostetaan mallin geometria, kuten tärinänvaimennusseinää tutkittaessa maaperäpalikka ja pilari. Osat voidaan osittaa sketch-välineellä, jolloin malliin saadaan mm. tarttumispisteitä seuraavia vaiheita varten.

"Properties"-moduulissa määritetään eri osien materiaalien parametrit, kuten ominaispaino, ja kiinnitetään materiaaliominaisuudet oikeisiin kappaleisiin. Materiaalimallina maaperän tärinäsimulaatioissa käytetään esimerkiksi Hooken lineaarielastista teoriaa, jolloin elastisina parametreinä syötetään kimmomoduulin ja Poissonin luvun arvot. Lineaarielastinen materiaalmalli sopii pienille venymille ( $< 5\%$ ) ja sillä voidaan mallintaa isotrooppista, ortotrooppista tai anisotrooppista käyttäytymistä. Kokonaisjännitys määritetään elastisesta kokonaisvenymästä seuraavasti:

$$\sigma = D^{el} \varepsilon^{el}, \quad 3.3$$

jossa

$\sigma$	=	kokonaisjännitys
$D^{el}$	=	neljännen kertaluvun elastisuustensori (jäykkyysmatriisi)
$\varepsilon^{el}$	=	elastinen kokonaisvenymä.

Yksinkertaisimmillaan ohjelmalle syötetään vain materiaaliominaisuuden vakioarvo. Yhden muuttujan funktioissa tiedot annetaan kasvavassa järjestyksessä, jonka jälkeen Abaqus interpoloi lineaarisesti annettujen arvojen välillä. Jos materiaaliparametrit riippuvat näistä itsenäisistä arvoista epälineaarisesti, täytyy ohjelmalle antaa tarpeeksi tietoja lineaarisen interpoloinnin onnistumiseksi. Annettujen arvojen ulkopuolella olevien ominaisuuksien oletetaan olevan vakioita.

Alkutila (Initial conditions) sisällytetään malliin jokaisessa tapauksessa, ja jos niitä ei erikseen määritetä, saavat ne automaattisesti arvon 0. Käyttäjä voi itse määrittää nolasta eroavat alkutilanteen arvot, kuten alkujännitykset, lämpötilat ja nopeudet.

Tärinän kannalta tärkeä vaimennuskerroin on huomioitu Abaquksessa ”Damping”-välilehdellä. Viskoosina vaimennusmallina käytetään materiaalivaimennusta, toisin sanoen Rayleighin vaimennusta, jota voidaan pitää likimääräisenä, sillä se eroaa merkittävästi suhteellisesta vaimennuksesta. Rayleighin vaimennus perustuu kahteen vaimennuskertoimeen,  $\alpha$  ja  $\beta$ , joista  $\alpha$  kuvaa massaverrannollista ja  $\beta$  jäykkyysverrannollista vaimennusta. Näiden kertoimien avulla ohjelma käyttää seuraavaa vaimennusmatriisia (Salmi 2003):

$$C = \alpha M + \beta \kappa, \quad 3.4$$

jossa

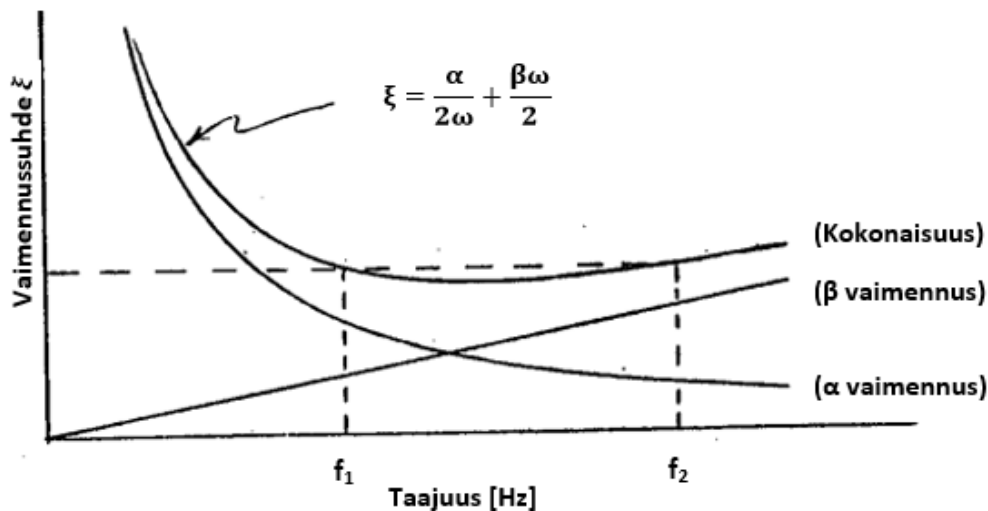
$$\begin{aligned} M &= \text{massamatriisi} \\ \kappa &= \text{jäykkyysmatriisi.} \end{aligned}$$

Vaimennuskertoimien arvot saadaan yhtälöryhmästä, kun tiedetään alimmat kulmataajuudet sekä niihin sidonnaiset kriittisen vaimennuksen arvot. Kriittisen vaimennuksen arvo vastaa edellisessä kappaleessa selitettyä vaimennussuhdetta. Kuvasta 20 nähdään sekä kriittisen vaimennuksen käyrän että vaimennuskertoimien käyrien riippuvuus taajuuksista. Yhtälöryhmä muodostetaan yhtälön 3.5 avulla:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2}, \quad 3.5$$

jossa

$$\begin{aligned} \xi_i &= \text{kriittisen vaimennuksen arvo eli vaimennussuhde} \\ \omega_i &= \text{alin kulmataajuus.} \end{aligned}$$



Kuva 20 Vaimennussuhteen ja vaimennuskertoimien yhteys (Salmi 2003, suomennettu).

Kuten yhtälöstä 3.5 nähdään, matalilla taajuuksilla massaverrannollinen vaimennus on vallitseva, kun taas korkeilla taajuuksilla jäykkyysverrannollinen vaimennus on määräävä tekijä.

Rakennesuunnittelussa vaimennuskertoimille saadaan määritettyä tarkat arvot, mutta geoteknisessä tarkastelussa arvot ovat useimmiten puoliempiirisiä estimaatteja. Massaverrannollisten arvojen vaikutus Rayleighin vaimennuksen arvoihin on yleensä noin 1/3 ja jäykkyysverrallisen puolen vaikutus 2/3. (Koskinen 2017.)

Kun kappaleille on saatu määritettyä ominaisuudet, voidaan niistä muodostaa kokonaisuus ”Assembly”-moduulissa. Kun kappaleet kootaan yhdeksi kokonaisuudeksi tässä vaiheessa, ohjelma ymmärtää kappaleiden välisen vuorovaikutuksen ilman erillistä määrittelyä.

### **Laskentamenetelmät**

Varsinaisiin laskentametodeihin päästään tyyppipuun ”Step”-moduulissa. Abaquksen elementtimallit ovat yleensä epälineaarisia ja voivat sisältää useita tuhansia muuttujia. Näiden muuttujien avulla ilmaistuna saadaan tasapainoyhtälöt diskretoimalla virtuaalisen työn lauseke seuraavasti:

$$F^N(u^M) = 0, \quad 3.6$$

jossa

$$\begin{aligned} F^N &= \text{N:nteen muuttujaan liitetty voimakomponentti} \\ u^M &= \text{M:nneen muuttujan arvo.} \end{aligned}$$

Elementtimenetelmään pohjautuvana ohjelmistona Abaqus etsii siirtymälle, muodonmuutokselle, jännitykselle, voimalle tai mahdolliselle muunlaiselle muuttujalle approksimoidun ratkaisun. Newtonin menetelmässä muuttujan M approksimaatio i:nneen iteraation jälkeen saadaan yhtälöstä 3.7:

$$F^N(u_i^M + c_{i+1}^M) = 0, \quad 3.7$$

jossa

$$\begin{aligned} F^N &= \text{N:nteen muuttujaan liitetty voimakomponentti} \\ u_i^M &= \text{M:nneen muuttujan approksimaatio iteraation i jälkeen} \\ c_{i+1}^M &= \text{M:nneen muuttujan approksimaation ja tarkan ratkaisun (yhtälöstä 3.4) erotus.} \end{aligned}$$

Tämän yhtälön laskemisessa hyödynnetään Taylorin sarjaa, jolloin yhtälö 3.7 saadaan seuraavaan muotoon:

$$F^N(u_i^M) + \frac{\partial F^N}{\partial u^P}(u_i^M)c_{i+1}^P + \frac{\partial^2 F^N}{\partial u^P \partial u^Q}(u_i^M)c_{i+1}^P c_{i+1}^Q + \dots = 0, \quad 3.8$$

Kun muuttujan approksimaatio on lähellä tarkkaa ratkaisua, jokaisen tarkan ratkaisun ja approksimaation erotus eli seuraavan iteraation suuruus,  $c_{i+1}^M$ , on pieni. Tällöin kaavan 3.8 muut paitsi kaksi ensimmäistä termiä voidaan jättää huomioimatta, jolloin yhtälö saadaan muotoon:

$$K_i^{NP} c_{i+1}^P = -F_i^N, \quad 3.9$$

jonka ensimmäinen termi on Jacobin matriisi eli

$$K_i^{NP} = \frac{\partial F^N}{\partial u^P}(u_i^M) \quad 3.10$$

ja

$$F_i^N = F^N(u_i^M). \quad 3.11$$

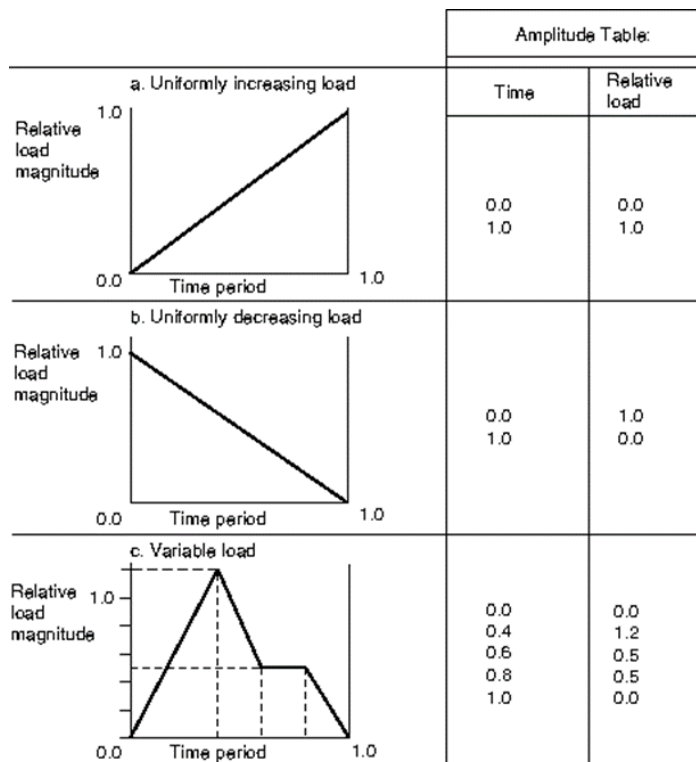
Seuraava approksimaatio saadaan yhtälöstä 3.12 ja iterointia jatketaan samalla tavalla, kunnes ratkaisu on saatu suppenemaan tarpeeksi pieneksi.

$$u_{i+1}^M = u_i^M + c_{i+1}^M. \quad 3.12$$

Ohjelma käyttää siis oletusarvoisena laskentametodina Newtonin menetelmää, joka toimii yleisesti ottaen hyvin epälineaaristen tasapainoyhtälöiden ratkaisemisessa. Vaihtoehtoisina menetelminä Abaquksessa voidaan käyttää mukautettua Newtonin menetelmää tai kvasi-Newtonin menetelmiä, mutta niiden suppenemisnopeus verrattuna Newtonin menetelmään on hidas.

Abaqus sisältää toiminnot monenlaisiin menetelmätyyppeihin, kuten staattisiin tai dynaamisiin jännitys- ja muodonmuutosanalyysihin, lämmön siirtymisen analyysihin tai sähkömagneettisiin analyysihin. Tärinänvaimennusta tutkittaessa analyysityyppinä voidaan käyttää dynaamista ja implisiittistä analyysiä (dynamic, implicit). Laskennan askellus määritetään kunkin ongelman vaatimusten mukaisesti, jotta laskelma saadaan suoritettua halutun lopputuloksen mukaisesti tarpeeksi tarkasti loppuun asti.

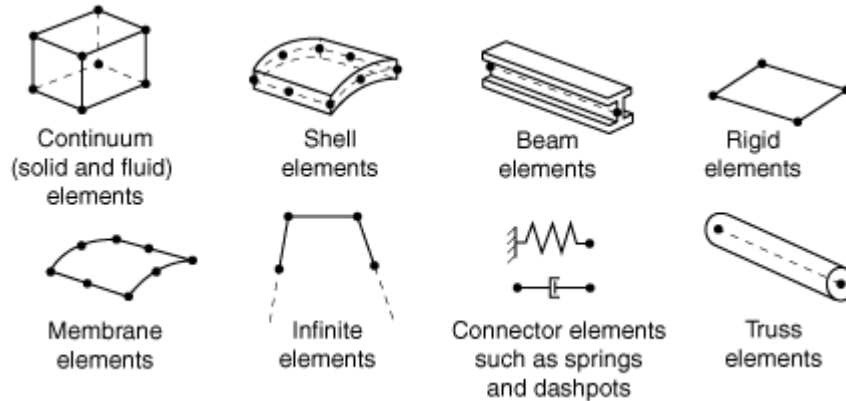
Tärinän kannalta tärkeä impulssin amplitudi voidaan määrittää ohjelmaan, mikä tekee tärinäherätteen simuloinnista tarkemman. Amplitudin määrittämiseen tarjotaan ohjelmassa monia vaihtoehtoja ja pistemäisen tärinäherätteen tapauksessa on tarkoituksenmukaista määrittellä amplitudi taulukoitujen tietojen avulla. Tässä menetelmässä amplitudin kuvaaja määritellään taulukon avulla, johon syötetään sopivat amplitudit aika-asteikolla. Abaqus interpoloi lineaarisesti näiden arvojen välillä ja tasoittaa kuvaajia joko automaattisesti tai käyttäjän määrittämällä tavalla. Jos amplitudin vaihtelu on nopeaa, täytyy laskentojen askellus asettaa tarpeeksi pieneksi, jotta vaihtelun vaikutus saadaan huomioitua laskentatuloksissa.



Kuva 21 Esimerkkejä taulukkomuotoisesta amplitudin määrittämisestä.

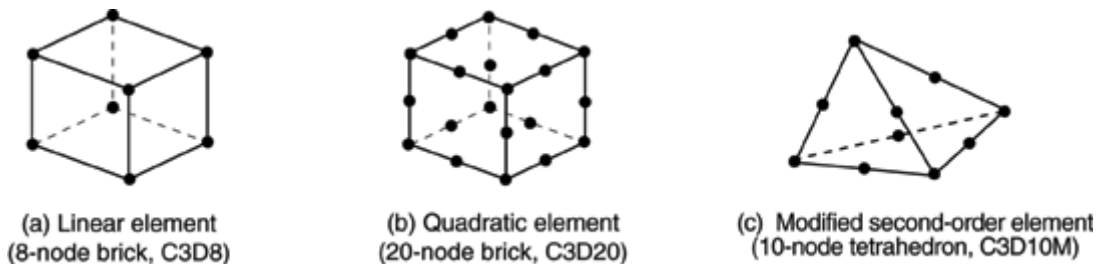
### Elementit

Abaquksen elementtivalikoima on laaja ja sisältää mm. isoparametrisiä elementtejä: kaksiulotteisissa malleissa nelikulmioita ja kolmiulotteisissa malleissa kuutiomaisia ”tiiliä”. Näiden isoparametristen elementtien käyttö on suositeltavaa useimmissa tapauksissa niiden laskentatehokkuuden takia. Tasomallissa voidaan käyttää myös kolmisivuisia tasoelementtejä, kun taas 3D-mallissa käytetään kuusitahokkaiden lisäksi neli- tai viisitahokkaita. Yleisimmin käytettyjä elementtiperheitä on esitetty kuvassa 22.



Kuva 22 Abaquksen yleisimmät elementtiperheet.

Siirtymät ja muut vapausasteet lasketaan elementtien solmukohtista. Muista elementin kohdista siirtymät lasketaan interpoloimalla solmukohtien lukumäärän määrittelemässä järjestyksessä. Jos solmukohdat on sijoitettu elementin nurkkiin, ohjelma interpoloi elementin lineaarisesti, jolloin elementistä käytetään nimitystä lineaarinen eli ensimmäisen kertaluvun (first-order) elementti (kuva 23a). Solmujen lisääminen myös sivun keskikohtiin muuttaa interpolaation neliömäiseksi, jolloin elementtiä kutsutaan toisen kertaluvun (second-order) elementiksi (kuva 23b). Muunnetut kolmikulmaiset tai nelitahoiset elementit käyttävät muunnettua toisen kertaluvun interpolointia (kuva 23c).



Kuva 23 Solmukohtien sijoittelu erilaisissa elementeissä.

Kaikki Abaquksen käyttämät elementit ovat numeerisesti integroituja, jolloin virtuaalisen työn lauseke korvautuu summalausekkeella seuraavasti:

$$\int_V \sigma : \delta D \, dV = \sum_{i=1}^n \sigma_i : \delta D_i \, V_i, \quad 3.13$$

jossa

$n$  = integraatiopisteiden määrä elementissä  
 $V_i$  = integraatiopisteeseen  $i$  liitetty tilavuus.

Abaqus integroi elementtejä täydellisesti tai osittain. Täydellisessä integroinnissa integraatiopisteiden määrä riittää ratkaisemaan virtuaalisen työn lausekkeen tarkasti, kun taas osittaisessa integroinnissa jännitykset ja muodonmuutokset lasketaan vain optimoiduissa pisteissä, jolloin muistia säästyy, mutta tarkkuus saattaa kärsiä.

### ***Kuormitus***

Abaqus tarjoaa monenlaisia vaihtoehtoja ulkoisten kuormitustyyppien käyttöön. ”Load”-välilehdeltä voidaan valita kuormituksen muodoksi muun muassa keskitetty tai jakautunut kuorma, lämpökuorma, sähkömagneettinen kuorma tai iskukuormitus. Lisäksi moduulissa annetaan mallille reunaehdot, joiden avulla voidaan rajoittaa esimerkiksi siirtymiä, kiertymiä, nopeuksia tai kiihtyvyyksiä x-, y- ja z-suunnassa.

Värähtelyn mallinnukseen soveltuu herätteen aiheuttaman värähtelyn tarkastelu pinnalle tasaisesti jakautuneena painekuormana. Kuorman suuruus annetaan voimana pintayksikköä kohti. Painekuorman sijasta värähtelyheräte voidaan mallintaa myös suoraan nopeusherätteenä, jolloin analyysityyppinä käytetään dynaamista ja implisiittistä menetelmää ja kuormana käytetään värähtelyn nopeutta herätepisteessä (Koskinen 2017). Amplitudina voidaan käyttää impulssin amplitudia, joka saadaan esimerkiksi herätteen kosketusajan avulla.

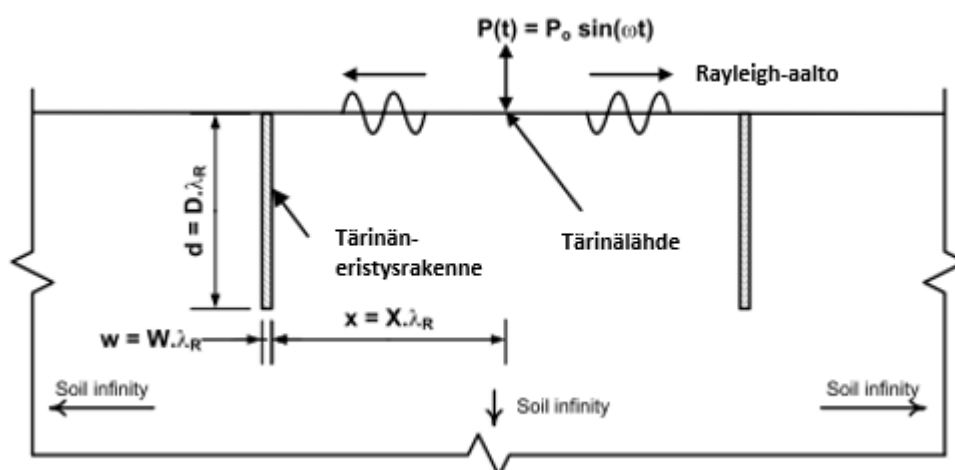


## 4 Tärinälähteen vaimennuskeinot

### 4.1 Yleistä

Junaherätteen aiheuttamaa tärinää voidaan periaatteellisesti vaimentaa kolmella tavalla, joista tehokkain on perustaa itse junarata siten, että värähtely pienenee välittömästi radalla eikä pääse leviämään voimakkaana ympäristöön. Toinen vaihtoehto on perustaa tärinäherkkä rakennus siten, että maaperästä rakennukseen siirtyvä tärinä vaimenee. Kolmas tärinälähteen vaimennuskeino on tärinäeste radan ja rakennuksen välissä. Tässä työssä radan ja rakennuksen perustusratkaisuja tutkitaan yhdessä, joten vaimennuskeinot on jaettu perustusrakenteisiin ja tärinänvaimennuskeinoihin.

Tärinänvaimennuskeinoista puhuttaessa voidaan käyttää termejä aktiivinen ja passiivinen eristys. Aktiivisessa eristyksessä tärinänvaimennus rakennetaan siten, että se estää energian leviämisen tärinälähteestä. Eristysrakenne rakennetaan siis niin lähellä tärinälähdettä, että se estää runkoaaltojen leviämisen ympäristöön. Passiivisessa eristyksessä vaimennusrakenne tehdään lähellä suojeltua kohdetta, kuten rakennusta, jolloin vähennetään värähtelyn siirtymistä maaperästä rakenteisiin. Tällä menettelyllä estetään lähinnä Rayleigh-aaltojen siirtymistä. (Yang ja Hung 2009.)



Kuva 24 Tyypillinen luonnos tärinänvaimennusratkaisusta (aktiivinen tai passiivinen) ja siihen liittyvistä parametreista (Alzawi 2011, suomennettu)

### 4.2 Perustusrakenteet

Junaradan epätasaisuudet ovat merkittävä tärinän aiheuttaja, joten radan perustusrakenteiden merkitys junatärinän vähentämisessä on suuri. Helpoiten tämä onnistuu rakennettaessa uutta rataosuutta, jolloin rakenteet voidaan alun alkaen suunnitella tärinää vaimentaviksi. Myös rakennuksen perustustavalla voidaan vaikuttaa tärinän vaimentamiseen. Kuitenkin esimerkiksi rakennuksen paaluperustus vähentää vain pystysuuntaista värähtelyä, vaikka usein vaakavärähtely on rakennukselle haitallisempaa. Paras tapa ehkäistä tärinän syntyä ja leviämistä onkin mahdollisimman tukevat radan ja rakennuksen perustukset.

#### Paalulaatta

Tehokkain keino tärinänvaimennukseen on perustaa rata paalulaatalle, joka on paaluille perustettu yhtenäinen teräsbetonilaatta. Parhaimmillaan paalulaatta pienentää tärinää 70-90 %. Paalulaatan käyttöä tärinänvaimennuksessa rajoittaa sen kalliit rakennuskustannukset.

Paalulaattarakenteen toteuttaminen jo rakennetulle ja liikennöidylle rataosuudelle on hankalaa, mutta uudelle, asutusta lähellä olevalle ja pehmeiköllä sijaitsevalle radalle paalulaatta on varteenotettava vaihtoehto. (Liikennevirasto 2012.)

### ***Kalkkisementtistabilointi***

Kalkkisementtistabilointi, jossa stabiloinnin sideaineena käytetään kalkkia ja sementtiä, on toinen yleinen tapa jäykistää radan alapuolista maata. Stabilointiperustuksen toimivuutta tärinänvaimennuksessa ei ole tutkittu laajalti. Radan läheisyydessä värähtelytason on tutkittu pienenevän, mutta kauempana radasta on saatu monenlaisia tutkimustuloksia. Tämän vuoksi stabilointia ei pidetä yhtä luotettavana tärinänvaimennusrakenteena kuin paalulaattaa. (Talja et al. 2009.)

### ***Joustava tärinäeriste***

Joustavaa perustusta voidaan käyttää sekä ratarakenteiden että rakennuksen perustamisessa. Radan kiskojen, ratapölkkyjen tai sepelin alle voidaan asentaa joustava tukikerros betonilaatan tai erillisjousitetun betonikaukalon avulla. Lähellä pintaa sekä pienillä taajuuksilla, kuten savimaissa, joustavan tärinäeristeen vaikutus pienenee. Joustava tärinäeriste on kuitenkin usein hankala ja kallis toteuttaa. (Talja et al. 2009.)

Rakennuksen perustamisessa voidaan hyödyntää teräsjousiperustusta, jossa perustusten alle sijoitettavat jouset irrottavat rakennuksen maaperästä ja siten estävät tärinän siirtymistä rakennukseen. Teräsjousiperustus vaimentaa tehokkaasti pystysuuntaista värähtelyä myös pienillä taajuuksilla. Käytettäessä teräsjousia on tärkeää huomioida sivusuuntainen tuenta, jotta ylimpiin kerroksiin ei aiheudu huojuun. Pohjapinta-alaltaan laajoissa rakennuksissa teräsjousien määrä voi kasvaa suureksi, jolloin kustannukset voivat nousta suuriksi. (Kurikka 2014.)

## **4.3 Tärinänvaimennusseinät**

### **4.3.1 Yleistä**

Tärinänvaimennusseinä on este tärinälähteen ja rakennuksen välissä, joka pienentää värähtelyä esteen takana, mutta samalla värähtely esteen etupuolella lisääntyy. Tärinänvaimennusseinää rakennettaessa on tärkeää, että seinän jäykkyys eroaa huomattavasti maan jäykkyydestä, se ulottuu riittävän syvälle ja värähtelyaaltojen heijastuminen kovasta kerroksesta, kuten kallionpinnasta, on estetty. (Talja et al. 2009.)

### **4.3.2 Kaivanto**

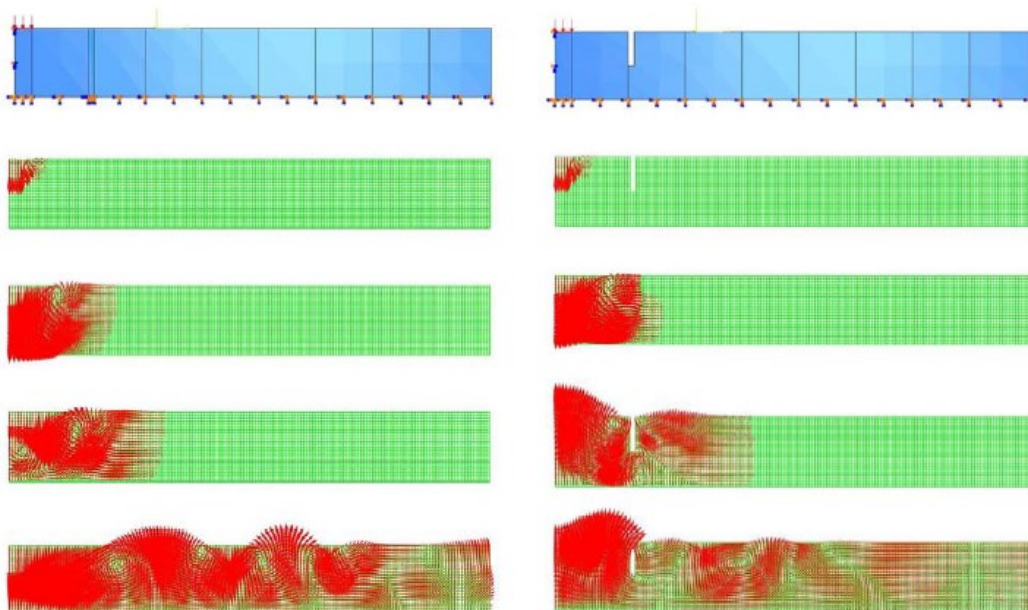
#### ***Avoim kaivanto***

Vaikka avoimella kaivannolla voidaan pienentää värähtelyä jopa yli 70 %, Suomessa avoimen kaivannon käyttö tärinän vaimentamisessa on vähäistä, sillä Suomen maaperässä stabiliteetti on harvoin riittävä. Avoin kaivanto vähentää pystysuorista seinämistä tehokkaimmin tärinää, sillä ilmatäyte aiheuttaa katkon tärinän etenemiseen, mutta kaivannon olisi ulotuttava kovaan maaperään maksimaalisten hyötyjen saavuttamiseksi. Toisaalta VTT:n tutkimuksien mukaan avoimen kaivannon syventämisellä savimaassa yli neljään metriin ei ole merkittäviä etuja, ellei kaivantoa uloteta kovaan pohjaan asti. (Talja et al. 2009.)

Maailmalla, paremmilla maanrakennuspohjilla, avointa kaivantoa käytetään enemmän kuin Suomessa. Stabiliateettiongelmienvälttämiseksi joudutaan kuitenkin usein käyttämään pontteja tai tiivistysseiniä avoimen kaivannon seinämällä, jolloin kustannukset voivat nousta suuriksi. (Orehov et al. 2012.)

### ***Täytetty kaivanto***

Stabiliateettiongelmienvälttämiseksi tärinäeristykseen tarkoitettu kaivanto voidaan täyttää, mutta tällöin vaimennuksen teho pienenee. Täyttömateriaalin leikkauslujuuden on oltava suurempi kuin ympäröivällä maalla. Esimerkki tällaisesta materiaalista on kumirouhe, jonka onkin todettu vähentävän sekä pysty- että vaakasuuntaista värähtelyä noin 35 – 40 %. Kumirouheella täytetty kaivanto tulisi ulottaa ainakin neljän metrin syvyyteen savimaassa, joten ratkaisu voi tulla kalliiksi suurien kaivu- ja täyttömassojen takia. (Talja et al. 2009.)



**Kuva 25** Kuvasarjassa on esitetty avoimen kaivannon (oik.) vaikutus pehmeässä maassa etenevään värähtelyliikkeeseen. Herätteenä on käytetty iskumaista herätettä mallin vasemmassa ylänurkassa. (Talja et al 2009.)

### **4.3.3 Ponttiseinä**

Teräsponteista valmistetun tärinäseinän selkeimpänä etuna on sen helppo ja nopea asennus. Suurin kustannus-hyötysuhde ponttiseinän käytöstä saadaan, kun se on asennettu rakentamisen yhteydessä tukiseinäksi ja jätetään tämän jälkeen maahan tärinänvaimennusseinäksi. Silloin seinän kustannuksiin voidaan lukea ainoastaan maahan jätettävien ponttien raaka-ainehinta. Teräsponttien kustannukset kuitenkin vaihtelevat ja pelkkään tärinänvaimennusseinään pontit voivat olla kallis vaihtoehto. Ponttien asennus voi myös aiheuttaa melu- ja tärinähaittoja.

Ponttiseinä voidaan rakentaa liikennöidyn radan viereen eikä se vaadi paljon tilaa. Lähellä ponttiseinää tärinä vaimenee yleisesti 40-60 %, mutta etäisyyden kasvaessa vaimennusteho heikkenee. Ratahallintokeskuksen ja Tieliikelaitoksen vuonna 2006 Mellilään rakentamassa koekohteessa 13 metriä syvän ponttiseinän todettiin vähentävän pystysuuntaista värähtelyä lähellä estettä jopa 75 % ja kauempana (20 – 30 metrin päässä) ponttiseinästä noin 50 %. Radan läheisyydessä nimenomaan värähtelyn pystykomponentin vaimennusteho on hyvä,

mutta vaakakomponentin vaimennus on heikompaa, mutta havaittavaa. (Talja et al. 2009.) Enimmillään pontit voidaan ulottaa noin 10-13 metrin syvyyteen. Ponttien asennus on suunniteltava kohdekohtaisesti, sillä yleisiä suunnittelu- ja mitoitusohjeita ei ole olemassa. (Liikennevirasto 2012.)

#### 4.3.4 Stabilointi

##### *Massastabilointi*

Eloperäisillä rakennusmailla, kuten lieju- ja turvemailla, voidaan hyödyntää tärinänvaimennuksessa massastabilointia. Massastabiloinnissa suoraan maaperään sekoitetaan sideainetta, joka parantaa maapohjan ominaisuuksia. Massastabilointia voidaan käyttää korvaamaan laajoja massanvaihtoja, sillä se voidaan ulottaa aina viiteen metriin asti. Turve- ja liejukerrostojen alapuolinen savimaa pilaristabiloidaan ennen yläkerrosten massastabilointia. (Kurikka 2014.)

##### *Pilaristabilointi*

Pilaristabilointi on Suomessa kohtalaisen tutkittu ja käytetty tärinänvaimennusmenetelmä. Ratahallintokeskuksen rakentaman Korian koekohteen mittausten mukaan pilaristabiloitu tärinäseinä pienentää pystysuuntaista värähtelyä 15-60 metrin etäisyydellä keskimäärin 40-70 % ja yli 60 metrin etäisyydellä n. 20 %. Vaakasuuntaisen värähtelyn vaimennus oli vähäisempää, keskimäärin n. 20 %. (Talja et al. 2009.)

Pilaristabiloidusta vaimennusseinästä pystyy tekemään jopa yli 20 metriä korkean, mutta Korian koekohteessa ei havaittu vaikutusta, kun seinän syvyyttä kasvatettiin 15 metristä 21 metriin (Talja et al. 2009). Pilaristabiloinnin pystyy rakentamaan liikennöidyn radan viereen, mutta se vaatii kohtalaisen paljon tilaa ja asennus voi aiheuttaa melu- ja tärinähaittoja lähialueen asukkaille. Pilaristabiloidun seinän vaimennusteho on hyvä niin lähellä rataa kuin etäisyyden kasvaessa, vaikka vaimennusteho heikkeneekin etäisyyden kasvaessa.

Kuten suurin osa tehokkaista tärinänvaimennusratkaisuista, myös pilaristabiloitu seinä on kallis toteuttaa. Lisäksi mitoitukseen ei ole olemassa yleispätevää suunnitteluohjetta, vaan jokainen rakenne on suunniteltava tapauskohtaisesti. (Liikennevirasto 2012.)

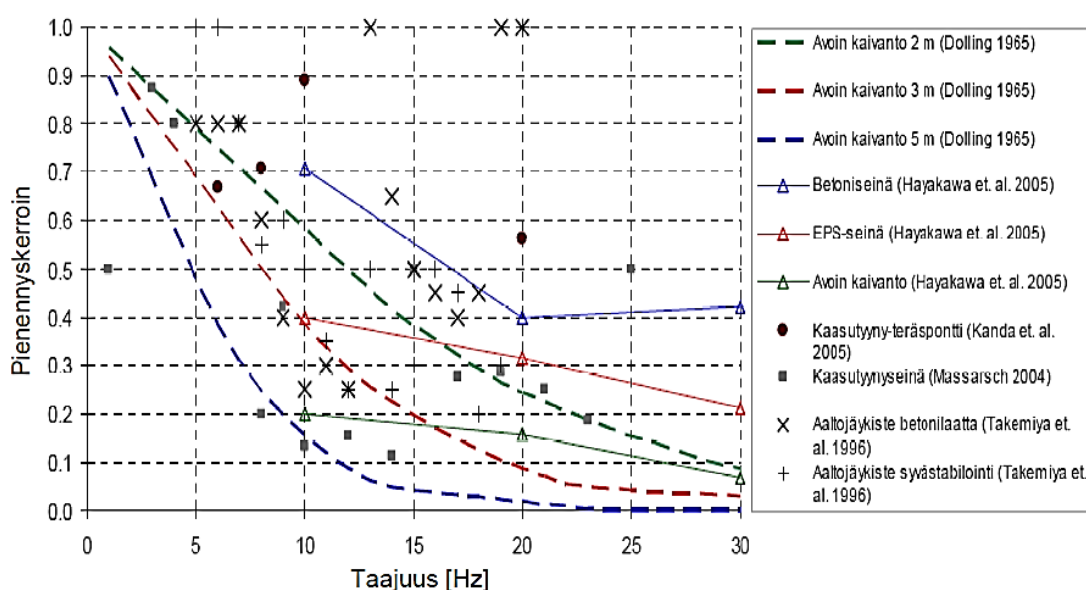
#### 4.3.5 Muita tärinänvaimennusseinä

Useimmissa tärinäesteissä yhdistetään kova ja raskas materiaali, joka muodostaa rakenteen reunat sekä kevyt ja joustava materiaali, jota käytetään rakenteen keskiosassa. Muita vaihtoehtoja ovat muun muassa massanvaihto, jota voidaan hyödyntää matalissa savikoissa. Pohjamaan pilaristabiloinnilla voidaan muuttaa pohjamaan ominaisuuksia ja siten saada tärinän etenemistä vaimennettua. Pystysuorana tärinänvaimennusrakenteena voidaan käyttää betoniseinää, puupaaluseinää, kumirouheesta tehtyä seinää, kevyttä muovieristeseinää, erilaisia muovisia vaimennuselementtejä tai kaasutyynyihin perustuvia seinä. Jäykällä materiaalilla täytetyt tärinäesteen tulee VTT:n tutkimusten mukaan ulottaa vähintään kahdeksaan metriin, kun taas pehmeillä materiaaleilla vaimennushyöty saadaan jo neljässä metrissä. (Talja et al. 2009 & Liikennevirasto 2012.)

Tärinäneristysseinä on kokeiltu monenlaisia innovaatioita, joiden tehosta ei ole takuita vähäisten tutkimustulosten vuoksi. Tällaisia seinä ovat muun muassa pakkausmuovityyppinen kuplaseinä, joka on kallis, mutta joka on harvoissa testauksissa todettu toimivaksi. Myös vesitäytteisiä seinä on esitetty, mutta niiden käyttöön liittyy monia epävarmuuksia, kuten ratapenkereen toimivuus ja toteutusvaikeudet. (Talja et al. 2009.)

Eräs kiinnostava sovellus on vanhoista sähköpylväistä ja rengasrouheesta valmistettu seinämä. Mielenkiintoisen tästä innovaatiosta tekee materiaalien uusiokäyttö, edullisuus sekä seinämän pehmeys. (Talja et al. 2009). VTT:n tutkimusraportissa mallinnettiin kaksi pylväsriiviä, joiden väli oli 0,5 m tilaa. Tähän väliin mallinnettiin kumirouhetta 4 metriin asti. FEM-laskentojen perusteella todettiin pylväs-kumirouhe –yhdistelmän pienentävän värähtelyä poikittais- ja pystysuunnassa vähintään 25 – 30 %. Voimakkainta vaimennus oli 5 – 10 Hz taajuusalueilla. (Kurkela 2011.)

Tärinäeristysseinän toimivuuteen vaikuttaa kaikissa ratkaisuissa etäisyys tärinäseinästä sekä värähtelyn taajuus. Kuvassa 26 on esitetty tärinän pienennys- eli vaimennuskertoimia erilaisille tärinäeristysseinille eri taajuuksilla 10 - 20 metrin etäisyydellä seinästä. (Talja et al. 2009.)



Kuva 26 Värähtelyn vaimennuskerroin eri taajuuksilla erilaisille tärinäeristysratkaisuille (Talja et al. 2009).

#### 4.3.6 Geopolymeerirakenne

Tämän diplomityön yhteydessä geopolymeereillä tarkoitetaan rakenteellisia monikomponentti-polymeerejä, joiden tiheys on huomattavasti maa-aineksen tiheyttä pienempi. Pehmeänä materiaalina geopolymeeriseinä synnyttää äärellisen epäjatkuvuuskohdan aaltokenttään, joka johtaa parempaan suojausvaikutukseen. Majumderin et al (2016) tutkimuksen mukaan geopolymeeri, jonka tiheys on hyvin alhainen vaimentaa värähtelyä tehokkaimmin. Geopolymeerirakenteen toimivuutta tärinänvaimennuksessa on tutkittu vain vähän, mutta geopolymeerin ominaisuudet sopivat hyvin tärinänvaimennusseiniin. (Alzawi 2011.)

Kanadalaisen A. Alzawin (2011) väitöskirjassa on saatu lupaavia tuloksia geopolymeerin käytöstä tärinänvaimennuksessa. Alzawin tutkimuksessa geopolymeeriseinä asennettiin avoimeen kaivantoon eikä injektoitu suoraan maaperään. Alzawin kenttätutkimukset osoittivat geopolymeeriseinän eristävän tärinää 64 % tai enemmän, kuten taulukosta 14

nähdään. Mittaukset oli suoritettu Kanadassa silttisellä maaperällä. Tuloksia tulkitessa on huomioitava, että kenttäkokeiden tuloksia voidaan soveltaa aina vain kyseessä olevan tutkimuksen kohteeseen. (Alzawi 2011.)

Kenttätutkimusten ohella Alzawi mallinsi geopolymeeriseinän ja vertasi 2D-mallin tuloksia mittaustuloksiin. Kuten taulukoista 14 ja 15 huomataan, mittaustulosten ja mallin tulosteiden erot ovat suuremmat geopolymeerilla kuin avoimella kaivannolla. Tämä ero selittyy osin maaperän epähomogeenisuudella sekä maan ja geopolymeeriseinän epätäydellisellä kontaktilla. Tutkimuksessa mittapisteet määritettiin tärinäesteen ja tärinälähteen välisen etäisyyden sekä esteen syvyyden suhteella. Ensimmäisessä pisteessä tämä suhde oli 0,79, toisessa pisteessä 1,63 ja kolmannessa pisteessä 3,29.

**Taulukko 14 Geopolymeeriseinän tehokkuus tärinän vaimentamisessa (Alzawi 2011)**

<i>Esteen sijainti</i>	<i>1. piste</i>	<i>2. piste</i>	<i>3. piste</i>
Kenttä (%)	64.53	63.92	77.73
2D-malli (%)	41.79	45.11	45.93
<i>Erotus (%)</i>	35.24	29.44	40.91

**Taulukko 15 Avoimen kaivannon tehokkuus tärinän vaimentamisessa (Alzawi 2011)**

<i>Esteen sijainti</i>	<i>1. piste</i>	<i>2. piste</i>	<i>3. piste</i>
Kenttä (%)	89.08	78.82	83.68
2D-malli (%)	76.35	78.08	69.69
<i>Erotus (%)</i>	14.29	0.94	16.72

Alzawin kenttätutkimuksissa käyttämä geopolymeeri on samaa ainetta kuin tämän työn koerakenteessa käytetty geopolymeeri, jonka vuoksi tutkimuksen arvoja on helppo pitää relevantteina tähän diplomityöhön. Myös muut tutkijat ovat selvittäneet EPS-seinien soveltuvuutta tärinänvaimennukseen sekä geometrian ja geopolymeerin ominaisuuksien vaikutusta vaimennustehoon.

Geopolymeeriseinän etäisyys tärinälähteestä ja eristettävästä rakennuksesta vaikuttaa sen vaimennustehoon. Radhakrishnan ja Negussey (2011) totesivat geopolymeeriseinän toimivan parhaiten lähellä eristettävää rakennelmaa tutkiessaan EPS-geopolymeerin soveltuvuutta paalutuksesta aiheutuvan tärinän eristämiseen. He päättelivät oikein suunnitellun geopolymeeriseinän vähentävän tärinää jopa 70 %. Ekanayake et al. (2014) vertasivat kolmiulotteisen Abaqus-mallin avulla vesitäytteisen kaivannon ja EPS-seinän tärinänvaimennustehoa ja huomasivat EPS-seinän toimivan paremmin passiivisena kuin aktiivisena seinänä eli seinä olisi hyvä sijoittaa lähelle suojeltavaa rakennusta. Myös Toygarin ja Ülgenin (2016) suorittamat in-situkokeiden mittaukset osoittivat geopolymeeriseinän antavan parhaan vaimennustehon heti seinän takana.

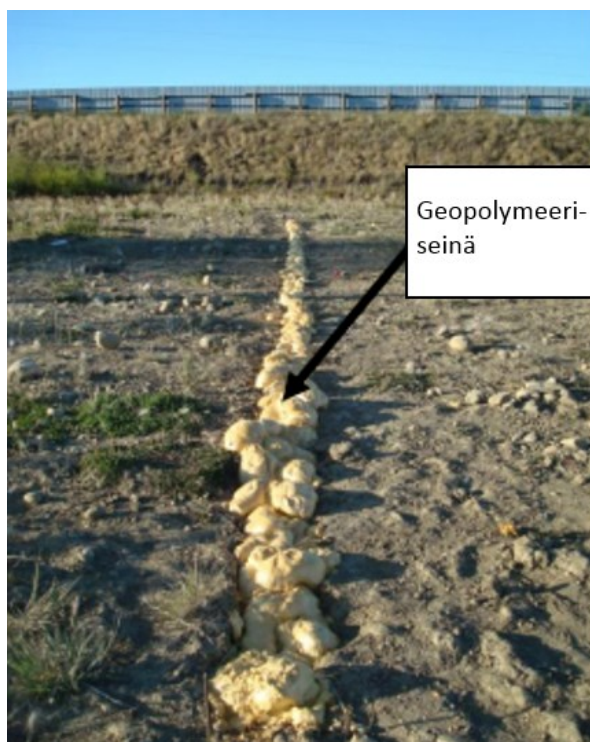
Etäisyyden lisäksi geopolymeeriseinän tärinänvaimennusteho riippuu Rayleighin aallonpituudella normalisoidusta syvyydestä. Toygarin ja Ülgenin (2016) mukaan vaimennusteho parani, kun Rayleighin aallonpituudella normalisoitu syvyys kasvoi. Kun seinän normalisoitu syvyys oli 0,5, värähtely pieneni 50 %, mutta kun syvyys oli yli 1,0, vaimennusteho oli jopa 76-89 %. Alzawin (2011) tutkimuksessa optimiarvo seinän normalisoidulle syvyydelle oli 0,60, jota suuremmilla arvoilla seinä siis eristi tärinää parhaiten. Murillo et al. (2009) tekivät EPS-seinälle sentrifugikokeita korkeilla taajuuksilla.

Tutkimuksessa syvä seinä, jonka Rayleighin aallonpituudella normalisoitu syvyys oli yli 2,0 eristi värähtelyaaltoja noin 80 prosenttisesti. Sen sijaan matala seinä, jonka Rayleighin aallonpituudella normalisoitu syvyys oli alle 1,0 vähensi värähtelyä enimmillään 20 %, mutta joissakin tapauksissa jopa selkeästi lisäsi värähtelyä.

Geopolymeeriseinän paksuus vaikuttaa vaimennustehoon lähinnä matalissa seinissä alhaisilla taajuuksilla. Korkeammilla taajuuksilla ja syvillä seinillä seinän paksuuden vaikutus oli mitätön, kunhan seinän normalisoitu paksuus ylitti arvon 0,25. (Murillo et al. 2009).

Murillon et al. (2016) tutkimuksessa esitettiin ohjearvot geopolymeeriseinän mitoille parhaimman vaimennuksen varmistamiseksi. Rayleighin aallonpituudella normalisoidun syvyyden tulisi olla vähintään  $1,5\lambda_r$  ja paksuuden  $0,25\lambda_r$ . Optimaalinen etäisyys tärinälähteen ja seinän välille todettiin olevan  $0,5 - 1,2\lambda_r$ . Sen sijaan Majumder et al. (2017) tutkimuksessa vastaavat arvot olivat syvyydelle  $1,0\lambda_r$ , paksuudelle  $0,06\lambda_r$  ja etäisyydelle tärinälähteestä  $0,15\lambda_r$ . Nämä arvot ovat siis täysin tapauskohtaisia, eikä geopolymeeriseinälle ole suositeltuja mitoitusarvoja.

Eräs geopolymeeriseinän toimivuuteen vaikuttava asia on taajuus. Radhakrishnan ja Negusseyn (2011) tutkimuksessa tärinän taajuuden kasvaessa myös geopolymeeriseinän tärinänvaimennusteho kasvoi. Sama ilmiö havaittiin Liyanapathiranan et al. (2014) mallinuksissa, kuten myös Majumder et al. (2017) tutkimuksessa.



Kuva 27 Alzawin (2011) tutkimuksessa käytetty geopolymeeriseinä avoimeen kaivantoon asennettuna.

#### 4.4 Eristysrakenteiden vertailu

Tärinänvaimennukseen käytettävien esteiden vaimennustehoa voidaan arvioida amplitudin pienennys- eli vaimennuskertoimella  $A_{rr}$ , joka määritellään maanpinnan siirtymäamplitudien suhteena tärinäesteen kanssa ja ilman (Young ja Hung 2009):

$$A_{rr} = \frac{\text{siirtymäamplitudi maanpinnalla tärinäesteen kanssa}}{\text{siirtymäamplitudi maanpinnalla ilman tärinäestettä}} \quad 4.1$$

Jos ollaan kiinnostuneita keskimääräisestä amplitudin vaimennuskertoimesta tietyllä etäisyydellä  $s$  tärinäesteestä, voidaan käyttää kaavaa 4.2. Mitä pienempi  $\bar{A}_{rr}$  arvo, sitä parempi tärinänvaimennusteho tärinäesteellä on saavutettu. (Young ja Hung 2009.)

$$\bar{A}_{rr} = \frac{1}{s} \int A_{rr}(x) dx, \quad 4.2$$

jossa

$$\begin{aligned} \bar{A}_{rr} &= \text{amplitudin keskimääräinen vaimennuskerroin} \\ s &= \text{etäisyys tärinäesteestä} \\ A_{rr} &= \text{amplitudin vaimennuskerroin etäisyydellä } x \text{ tärinälähteestä.} \end{aligned}$$

Käytännössä on kuitenkin helpompi mitata maapartikkeleiden etenemisnopeutta kuin siirtymäamplitudeja. Tällöin vertaillaan nopeuksien maksimivertikaalikomponentteja ennen ja jälkeen tärinäesteen asentamisen, kuten yhtälöstä 4.3 nähdään. (Alzawi 2011.)

$$V_{rr} = \frac{(V_v)_{\text{jälkeen}}}{(V_v)_{\text{ennen}}}, \quad 4.3$$

jossa

$$\begin{aligned} V_{rr} &= \text{nopeuden vaimennuskerroin} \\ (V_v)_{\text{jälkeen}} &= \text{nopeuden maksimivertikaalikomponentin suuruus tärinäesteen kanssa} \\ (V_v)_{\text{ennen}} &= \text{nopeuden maksimivertikaalikomponentin suuruus ilman tärinäestettä.} \end{aligned}$$

Eräs tapa arvioida esteen varsinaista tärinänvaimennustehoa, on laskea keskimääräinen nopeuden vaimennuskerroin yhtälöstä 4.4, jonka jälkeen voidaan laskea systeemin vaimennusteho (system effectiveness) yhtälöstä 4.5. (Alzawi 2011.)

$$\bar{V}_{rr} = \frac{1}{x} \int V_r dx \quad 4.4$$

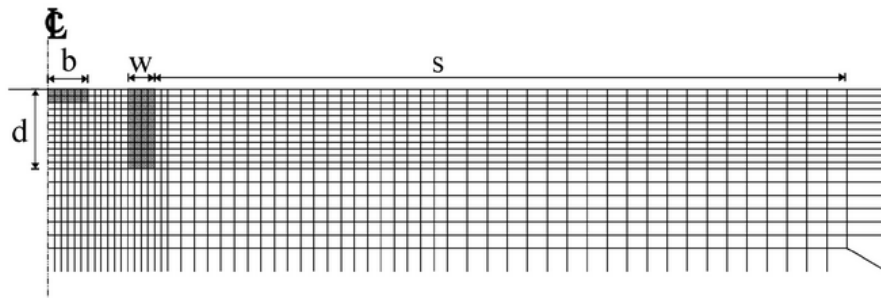
$$Eff_v = (1 - \bar{V}_r) \times 100, \quad 4.5$$

joissa

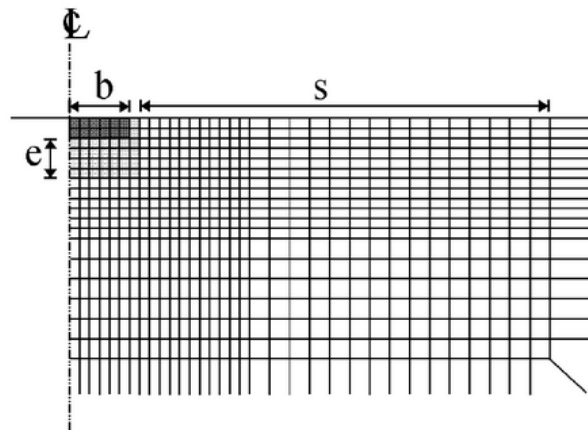
$$\begin{aligned} \bar{V}_{rr} &= \text{keskimääräinen nopeuden vaimennuskerroin etäisyydellä } x \\ x &= \text{etäisyys tärinäesteestä.} \end{aligned}$$



Jotta analyysit eivät ole riippuvaisia herätteen taajuudesta, kaikki geometriset parametrit tulee normalisoida Rayleighin aallonpituuden  $\lambda_R$  suhteen (Young & Hung 2009).



(a)



(b)

Kuva 28 Esimerkki elementtiverkosta a) tärinäesteelle b) elastiselle perustusrakenteelle (Yang & Hung 2009).

Impedanssisuhteella  $IR$  voidaan kuvata tärinästeen jäykkyyttä suhteessa ympäröivään maaperään.  $IR$  määritellään seuraavasti:

$$IR = \frac{\rho_b * v_b}{\rho_s * v_s}, \quad 4.6$$

jossa

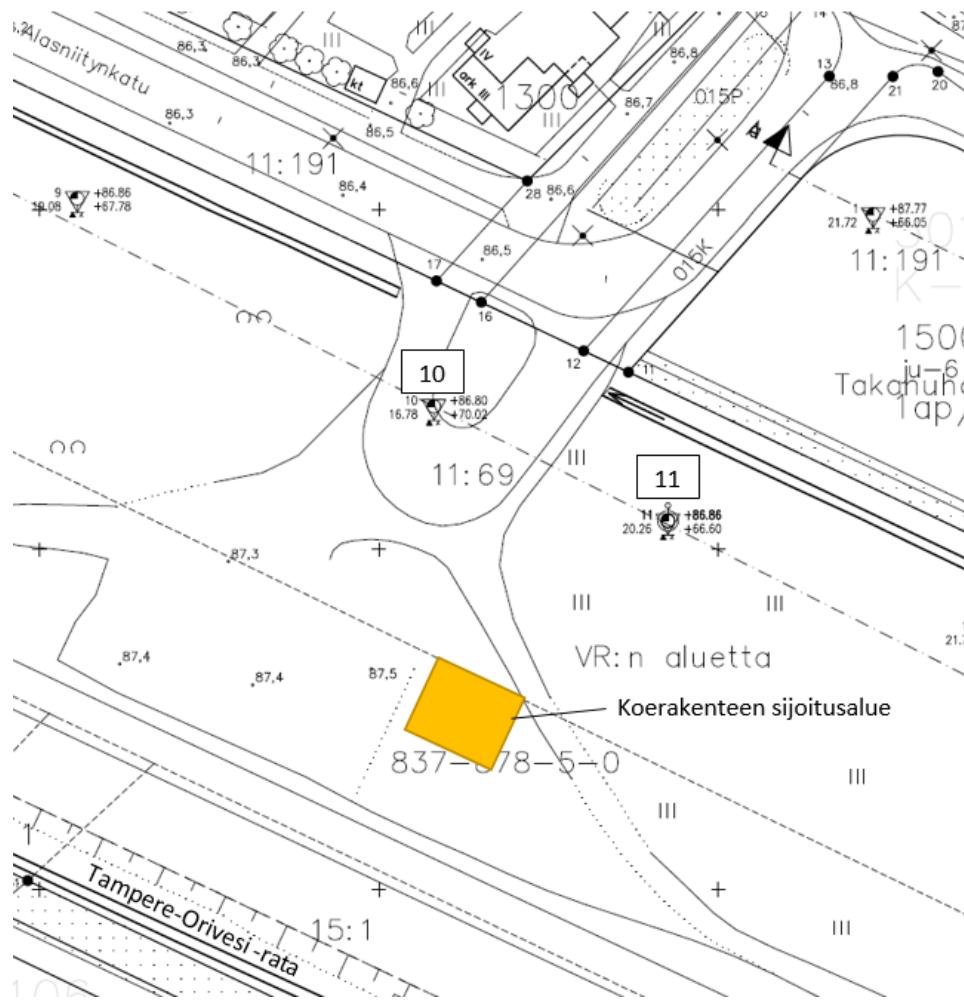
$$\begin{aligned} \rho_b &= \text{tärinästeen massatiheys} \\ \rho_s &= \text{ympäröivän maan massatiheys} \\ v_b, v_s &= \text{aallonnopeudet tärinäesteessä ja ympäröivässä maassa} \end{aligned}$$

Jos tärinäseinä on sijoitettu radan ulkopuolelle, tulee aallonnopeuksina käyttää Rayleighin aallonnopeuksia, kun taas radan viereen/alle sijoitetun tärinästeen tapauksessa tulee aallot tulkita runkoaaltoina. (Yang & Hung 2009.)

## 5 Koekohde

### 5.1 Yleistiedot

Kohde sijaitsee Tampereella Jankan alueella, tontilla 837-587-0011-0001 Alasniitynkadun varrella Tampere – Orivesi ratalinjan välittömässä läheisyydessä. Tontin omistajana on Suomen valtio/Senaatti-kiinteistöt. Kohteen sijainti on esitetty kuvassa 29. Koerakenteen toteuttamiskustannuksista vastasivat rakenteen toteuttaja Powerpile Suomi Oy. Koerakenteen teko aloitettiin teräsputkien asentamisella toukokuun alussa, jonka jälkeen puolet seinästä injektointiin geopolymeerillä. Toinen puoli seinästä injektointiin toukokuun lopulla.



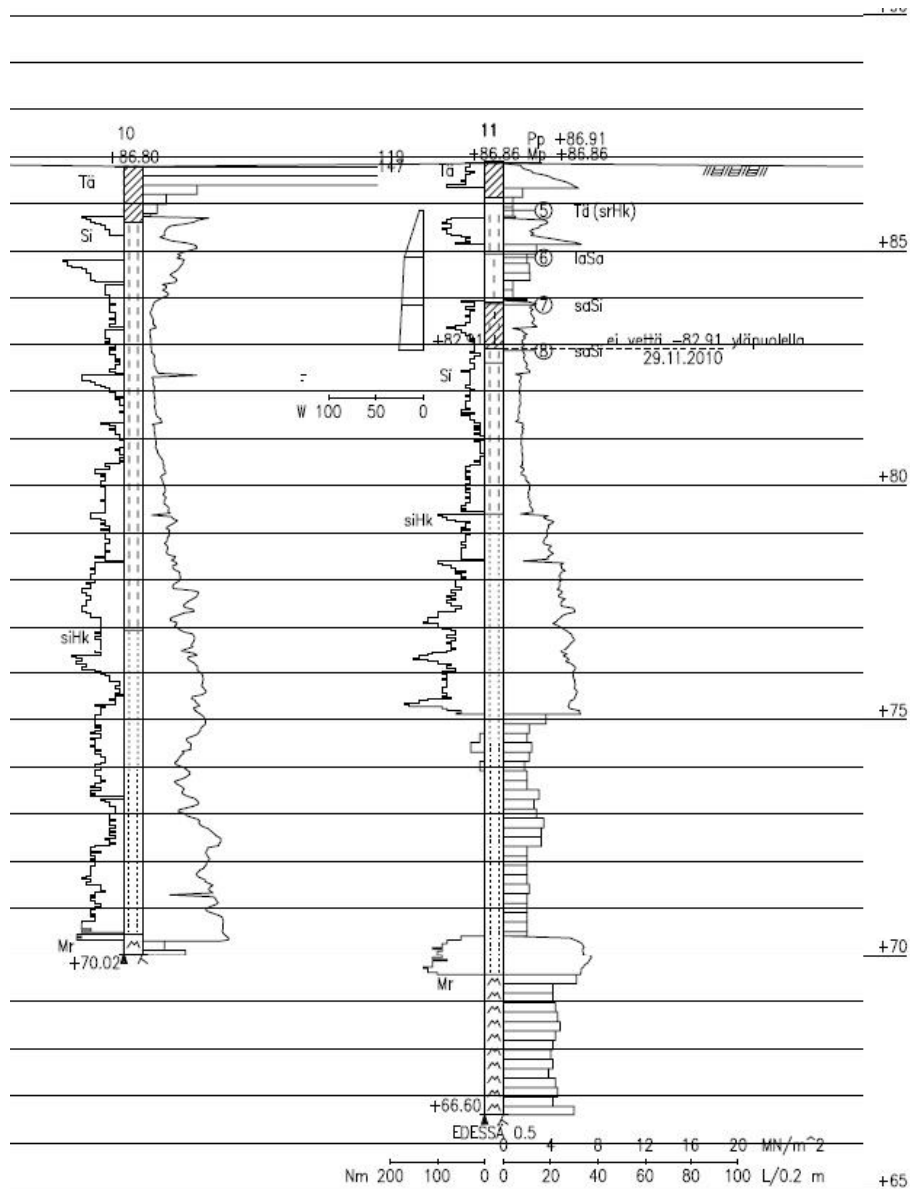
Kuva 29 Ote asemapiirroksista Tampereen Jankasta, jossa koerakenteen sijoitusalue on esitetty keltaisella neliöllä. Kuvassa näkyy leikkauslinja C-C, jolla kairapisteen 10 ja 11 sijaitsevat.

### 5.2 Maaperäolosuhteet

#### *Vanhat kairaukset*

Lähellä koekohdetta on suoritettu kairauksia A-Insinöörien Katri Saarelaisen ja Jukka Metsärannan laatiman rakennettavuusselvityksen yhteydessä vuonna 2010. Kairaukset ovat puristinheijarikairauksia sekä näytteitä, jonka lisäksi alueelle oli asennettu pohjavesiputkia. Kuvassa 29 on nähtävillä koerakennetta lähinnä olevan pohjatutkimuslinjan C-C kairauspisteet 10 ja 11.

Kairauspisteet 10 ja 11 (kuva 30) sijaitsevat lähinnä koerakennetta, joten voidaan olettaa, että ne kuvastavat parhaiten koerakenteen ympäristön maaperäolosuhteita. Korkeuskäyrien mukaan maanpinta on likimain tasolla +87.40...+87.50. Piste 11 pohjavesiputken (mitattu 29.11.2010) mukaan vettä ei ole havaittu vielä 3,95 metriä maanpinnan tason alapuolella, mutta tarkkaa pohjavedenpinnan tasoa ei ole mitattu. Leikkauksen reunoilta, noin 100 metrin päässä koerakenteesta, 1.12.2010 tehtyjen mittausten perusteella pohjavedenpinta on noin 3,75 metriä maanpinnan tason alapuolella.



**Kuva 30 Kairausdiagrammit pisteistä 10 ja 11. Kairausdiagrammit ovat ote pitkästä pohjatutkimusleikkauksesta C-C ja niiden pisteet ja leikkauksen sijainti näkyvät kuvassa 29.**

Puristinheijarikairauksen ja häiriintyneen näytteen (piste 11) mukaan maan pintakerros on täytemaata noin metrin syvyyteen asti. Näyte on otettu rakennetun polun kohdalta, kun taas koerakenne rakennettiin koskemattomaan maahan, jossa täytekerrosta ei ole. Täytekerroksen alla on noin 1 metri laihaa savea, jonka alla on noin 2 metrin kerros savista silttiä. Savisen kerroksen vesipitoisuus on alhainen, noin 25 %. Savisen siltin alapuolella on noin 3 metrin silttikerros, jonka alla on paksu kerros silttistä hiekkaa ennen pohjamoreenia. Kallionpintaa ei ole varmennettu, mutta se on puristinheijarikairausten perusteella noin 20-25 metrin

syvyydellä maanpinnasta. Näytteiden vesipitoisuus vaihteli välillä 4,0... 25,8 %. Alueen maaperäolosuhteet vaihtelevat reilusti, mutta yleistetysti voidaan sanoa maaperän olevan silttistä.

### ***Uusi koekuoppa ja näytteet***

Luotettavampaa maaperätietoa koerakenteen kohdalta saatiin silmämääräisellä tarkastelulla koerakenteen poiston yhteydessä tehdystä koekuopasta sekä kuopasta otetuista maanäytteistä. Koekuopan leveys oli 1,5 metriä, pituus 6,5 metriä ja se kaivettiin syvimmillään kolmen metrin syvyyteen. Maanäytteet otettiin savisesta silttikerroksesta kerroksesta 1 metrin syvyydeltä sekä hiekkaisemmasta kerroksesta 2,5 metrin syvyydeltä. Näytteiden rakeisuus tutkittiin Aalto-yliopiston laboratoriossa.

Rakeisuuden perusteella 1 metrin syvyydeltä otettu maanäyte on hiekaista silttiä (hkSi), jonka hienoainespitoisuus on 61,5 %. Toinen maanäyte, 2,5 metrin syvyydestä, tulkittiin laboratoriossa rakeisuuden perusteella hiekkamureeniksi (HkMr), jonka hienoainespitoisuus on 11,2 %. Maalajipitoisuudet on esitetty taulukossa 16 ja rakeisuuskäyrät liitteessä 1.

**Taulukko 16 Maanäytteistä määritetyt rakeisuudet**

Näyte	Savipitoisuus %	Silttipitoisuus %	Hienoainespitoisuus %	Hiekkapitoisuus %	Sorapitoisuus %
1 m	7,6	53,9	61,5	37,6	0,9
2,5 m	3,4	7,8	11,2	68,2	20,6

Koekuopassa oli nähtävissä selkeä kerrosraja hienomman ja karkeamman maalajin välillä (kuva 31). Hienoainespitoisempi kerros ulottui noin puolentoista metrin syvyyteen. Koekuoppa kaivettiin syvimmillään kolmen metrin syvyyteen, johon asti hiekkainen silttikerros jatkui. Maaperä oli hieman kivistä ja koekuopasta kaivettiin ylös useita yli 150 mm halkaisijaltaan olevia kivenlohkareita. Kivenlohkareita ja juurakoita lukuun ottamatta maa oli kaivettaessa pehmeää, mutta tiivistä, sillä seinämät pysyivät hyvin paikallaan jyrkilläkin luiskilla. Maa oli kuivaa, joten pohjavedenpinta oli syvempänä kuin rakenteen alareuna.



**Kuva 31 Koekuoppa, josta voidaan erottaa savisemman silttikerroksen ja hiekkaisen kerroksen rajapinta.**

### 5.3 Geopolymeerin ominaisuudet

Koerakenne tehtiin Uretek-in paisuvasta geopolymeeristä. Uretek-geopolymeerin leikkausaallonnopeus ja Poissonin luku on määritetty Alzawin (2011) väitöstyössä ja tässä diplomityössä on hyödynnetty näitä arvoja. Leikkausaallonnopeus geopolymeerille on 312 m/s, Poissonin arvo on lähellä nollaa ja R-aallonnopeus on 269 m/s.

Paisuminen on yksi geopolymeerin tärkeimmistä ominaisuuksista ja geopolymeerin tilavuus voi kasvaa asennuksen jälkeen maaperästä riippuen jopa 30-kertaiseksi. Geopolymeeri on aluksi nestemäisessä muodossa, jolloin se voidaan injektoida suoraan maaperään pieniinkin, jopa 12 mm halkaisijaltaan oleviin reikiin. Injektoimalla geopolymeeri tällä tavalla suoraan maaperään välttyttiin kaivulta ja massiivisen työkaluston käytöltä.

Geopolymeeri ei sisällä vettä, joten rakenteen asentaminen ei aiheuta maaperän plastisoitumista. Geopolymeerin kovettuminen ei siis perustu kuivumiseen vaan polymerisoitumiseen, minkä ansiosta se kovettuu hyvin lyhyessä ajassa kestäväksi rakenteeksi. (PowerPile 2017.) Geopolymeeri ei ole hygroskooppinen materiaali, joten edes pohjavedenpinnan alapuolella se ei juurikaan sido kosteutta itseensä (Andersen 2011). Uretek-in geopolymeerit ovat hydrofobisia, jolloin tärinäeristysominaisuudet voidaan olettaa lähes samoiksi pohjavedenpinnan ala- ja yläpuolella (Uretek 2017).

Tässä tutkimustyössä käytetty Uretek-in geopolymeeri on ympäristöystävällinen tuote, joka ei mätäne tai hajoa biologisesti. Useat ympäristövaikutustutkimukset todistavat, että kyseinen geopolymeeri ei vaikuta ympäristöönsä, kuten maaperään ja pohjaveteen, tai vaikuttaa siihen hyvin vähän. (Schriever-de Wit 2012)

### 5.4 Koerakenteen rakentaminen

Koerakenteen mitat suunniteltiin WSP Finland Oy:n toimesta ja koerakenteen asennustyöstä vastasi PowerPile. Koerakenne aloitettiin poraamalla maahan halkaisijaltaan 15 mm:n teräsputkia eli ”pillejä”. Pillejä asennettiin maahan kuuden metrin pituiselle matkalle puolen metrin välein seitsemän kappaleen ryppäissä. Pillien pituudet olivat 0,5 m, 1 m, 1,5 m, 2 m, 2,5 m, 3 m ja 3,5 m. Viimeisestä pillistä jäi noin puolen metrin pituinen osuus maanpinnan yläpuolelle, joten lopullisen seinän pituudeksi saatiin 3 metriä.



Kuva 32 Pillit asennettuna ennen injektointia





Kuva 33 Geopolymeeri pyrki tunkeutumaan myös maanpinnalle injektoinnin yhteydessä.

Koska koerakenne injektointiin suoraan maaperään ilman kaivantoa, lopullisen seinämän todellista muotoa oli mahdoton arvioida rakentamisen yhteydessä. Injektoidessa maanpinta nousi seinämän läheisyydessä geopolymeerin laajentuessa. Geopolymeeri etsii maaperään injektointiaessa helpoimman reitin edetä ja laajentua, joten geopolymeeriä saattoi nousta maanpinnalle jopa yli metrin päässä injektointikohdasta.

## 5.5 Koekohteen mittaukset

### 5.5.1 Järjestelyt ja laitteistot

Värähtelyt aiheutettiin tätä tutkimusta varten rakennetun pudotuslaitteen avulla, jota pudotettiin sekä lisäpainoilla että ilman (kuva 34). Pelkkä pudotuslaitteen liikkuva osa painoi 38 kiloa ja lisäpainojen kanssa laite painoi 52,7 kiloa. Laitteen runkoon porattiin reiät 1 metrin, 0,6 metrin ja 0,2 metrin korkeudelle, jotta pudotukset saatiin suoritettua mahdollisimman tarkasti ja tasaisesti sokan avulla kuvan 35 mukaisesti.



Kuva 34 Pudotuslaite ilman lisäpainoja (vas) ja lisäpainoilla (oik)



**Kuva 35 Pudotuksien apuna käytettiin sokkaa, jonka avulla pudotukset saatiin suoritettua aina oikealta korkeudelta.**

Geofoneina käytettiin SM-4/U-B 8 Hz 375  $\Omega$  digitaalisia geofoneja. Geofonit yhdistettiin kokoojalaatikon [Geo Conditioner Box (716A1901)] avulla Instantelin MiniMate Plus –seismografiin. Seismografi mittaa värähtelyä 254 mm/s asti, näytteenottotaajuutena käytettiin 4096 näytettä/sekunti/kanava ja taajuusvasteena 2-300 Hz. Mittauslaitteen virhemarginaali on 3 % 15 Hz:n taajuudessa. (Instantel 2004, Instantel 1998.)

Mittauspisteiden kohdista poistettiin humuskerros kaivurin avulla ennen geofonien asennusta. Mittausanturien asentaminen maahan aloitettiin lyömällä puoli metriä pitkä teräskärki maahan, johon kiinnitettiin alumiinikuutio. Mittauspäivänä käytettävissä oli 3 geofonia. Geofoni asetettiin kuutiossa olevaan reikään (kuva 36). Geofonin asennus suoraan pudotuslaitteeseen ei onnistunut, sillä pudotuksesta aiheutuva korkeataajuinen isku olisi rikkonut geofonin. Ensimmäisenä vertailupisteenä käytettiin mittauspistettä 1, joka sijaitti maaperässä 0,5 metrin päässä pudotuslaitteesta. Junaherätettä mitattaessa kuutio ja geofoni kiinnitettiin ratapölkkyyn porattuun reikään (kuva 36).

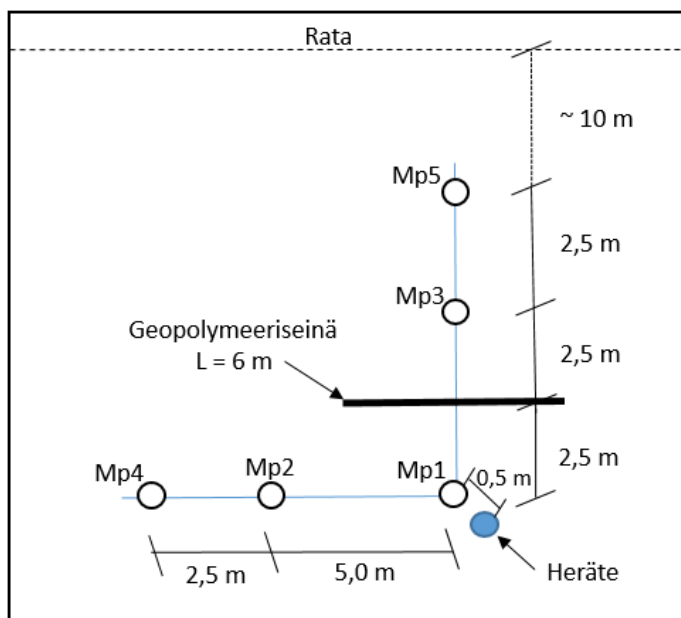


**Kuva 36 Geofonin kiinnitys ratapölkkyyn (vas) sekä geofoni asennettuna maahan (oik).**



### 5.5.2 Mittausten suoritus

Mittaukset suoritettiin yhden päivän aikana, keskiviikkona 7.6.2017, kahdella eri linjalla. Toinen mittauslinja oli radan suuntainen nollamittauslinja ja toinen geopolymeeriseinän yli tehtävä mittauslinja kohtisuorassa rataa vastaan (kuva 37). Mittauspisteistä mitattiin pystysuuntaista värähtelynopeutta. Herätteenä toimi pääasiassa pudotuslaitteen aiheuttama iskuheräte ja kuten edellä mainittiin, pudotuksen aiheuttaman korkeataajuisen helähdyn vuoksi ensimmäiset värähtelyt mitattiin mittauspisteestä Mp1.



Kuva 37 Mittaukset suoritettiin kahdessa linjassa, radan suuntaisessa nollamittauslinjassa sekä rataa vastaan kohtisuorassa mittauslinjassa geopolymeeriseinän yli. Mittauspisteet nimettiin kuvan osoittamalla tavalla (Mp1-Mp5).

Pudotuslaitteen aiheuttamien värähtelyjen lisäksi mitattiin neljän ohikulkevan junan aiheuttamat värähtelyt pisteistä Mp1, Mp2 ja Mp3 sekä yhden junan aiheuttamat värähtelyt pisteissä Mp5, Mp3 ja Mp1. Ratapölkkyyn asennetun anturin avulla mitattiin kolmesta junasta rataa aiheutuvan herätteen värähtelynopeus, jotta saatiin selvitettyä junaherätteen todellinen kosketusaika.

Mittaukset aloitettiin koepudotuksilla, jotta varmistettiin anturin toiminta ja saatiin laitteiston asetukset sopiviksi. Koepudotusten jälkeen pudotuksia tehtiin ilman lisäpainoja viisi kertaa kustakin korkeudesta (1 m, 0,6 m ja 0,2 m), jonka jälkeen samat pudotukset suoritettiin lisäpainojen kanssa. Tällöin mittarit oli asennettu pisteisiin Mp1, Mp2 ja Mp3.

Viimeiset mittaukset tehtiin suorilta linjoilta, ensin nollamittauslinjalta pisteistä Mp1, Mp2 ja Mp4 ja lopuksi seinän yli menevältä linjalta pisteistä Mp1, Mp3 ja Mp5. Molemmilta linjoilta tehtiin 10 mittausta, joista 5 oli pudotuksia 1 metrin korkeudelta lisäpainoilla ja 5 pudotuksia 0,6 metrin korkeudelta lisäpainoilla.

### 5.5.3 Mittaustulokset

Mittaustuloksia tutkittiin Blastware-ohjelman 10.74 -versiolla taajuuspainotetun värähtelyn tehollisarvon,  $v_w$ , perusteella. 80 Hz:n alipäästösuodattimella saatiin poistettua korkeimmat taajuudet, jolloin saatiin pudotuslaitteen helähdystä johtuvien korkeiden taajuuksien vaikutus minimoitua. Tarkastelussa todettiin, että mittaustulokset, jotka sisälsivät myös



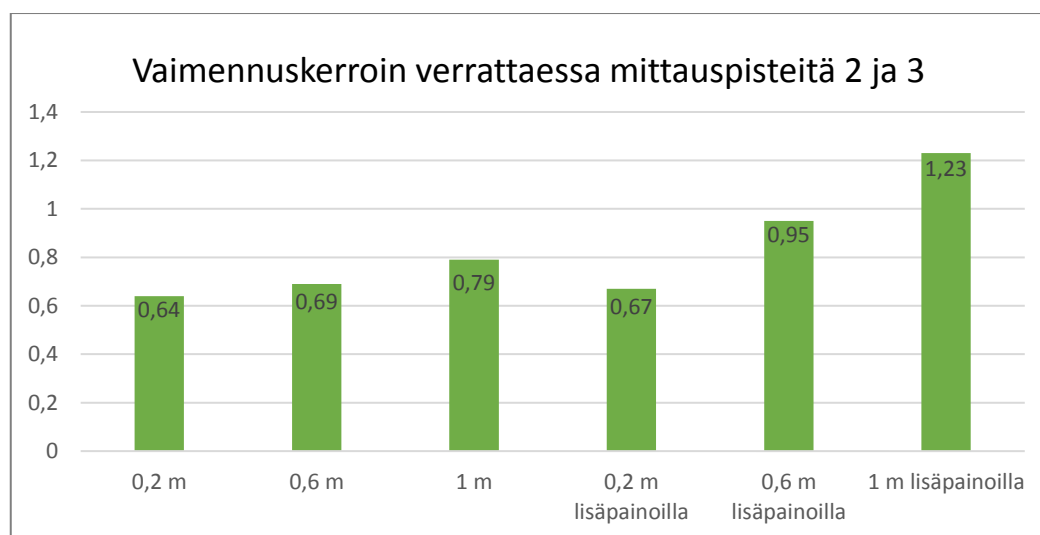
hyvin korkeita taajuuksia eivät olleet tarpeeksi luotettavia, jonka vuoksi päädyttiin tutkimaan vain suodatettuja mittaustuloksia. Junatärinän vaikutusta tutkittaessa korkeat taajuudet ovat käytännössä merkityksettömiä ja tutkimuksessa käytetty 0 - 80 Hz:n taajuusalueen rajausta noudattaa ISO 2631-2-standardin mallia. Kaikki mittaustulokset ovat värähtelyn vertikaalisia nopeuskomponentteja.

### ***Mittarit pisteissä Mp1, Mp2 ja Mp3***

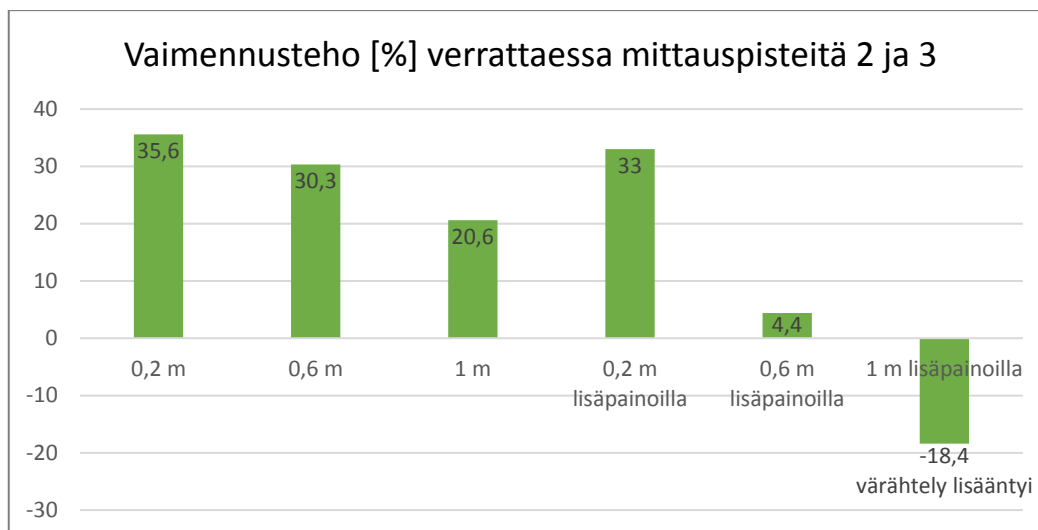
Matalimmissa pudotuksissa (20 cm) värähtely oli selvästi pienempää polymeeriseinän takana kuin neutseellisellä mittalinjalla. Ilman lisäpainoja keskimääräinen värähtelyn tehollisarvo seinän takana oli 0,43 mm/s pienempi kuin neutseellisessä suunnassa, joka vastaa 35,6 % pudotusta. Lisäpainojen kanssa pudotus oli 0,49 mm/s eli 33,0 %. Voimakkain taajuusalue esiintyi kaikissa mittauspisteissä välillä 18 – 48 Hz. Herätteen merkittävin taajuus oli noin 28 Hz.

Seuraavasta eli 60 cm korkeudesta ilman lisäpainoja tehdyt pudotukset antoivat myös hyviä tuloksia geopolymeeriseinän toimivuudesta. Keskimääräinen värähtelyn tehollisarvo seinän toisella puolella oli 0,48 mm/s eli 30,3 % pienempi kuin neutseellisessä suunnassa. Sen sijaan lisäpainoilla tehdyissä pudotuksissa tulokset seinän takana ja neutseellisessä suunnassa olivat hyvin lähellä toisiaan. Eroa syntyi vain 0,08 mm/s eli geopolymeeriseinä pienensi tärinää 4,4 %.

Korkeimmat pudotukset, 1 metristä, antoivat ristiriitaisia tuloksia geopolymeeriseinän toiminnasta. Ilman lisäpainoja tehdyissä pudotuksissa huomattiin seinän pienentävän tärinää 20,6 % (0,37 mm/s) neutseelliseen suuntaan verrattuna. Lisäpainoilla tehdyt mittaukset antoivat kuitenkin täysin päinvastaisia tuloksia, jolloin neutseelliseen suuntaan värähtelyn tehollisarvo oli 18,4 % pienempi verrattuna seinän takana olevaan mittapisteseen.



**Kuva 38** Seinän keskimääräinen vaimennusteho värähtelyn vaimennuskertoimena esitettynä, kun vertailupisteinä on käytetty mittauspisteitä 2 ja 3.



Kuva 39 Seinän keskimääräinen vaimennusteho prosentteina, kun vertailupisteinä on käytetty mittauspisteitä 2 ja 3.

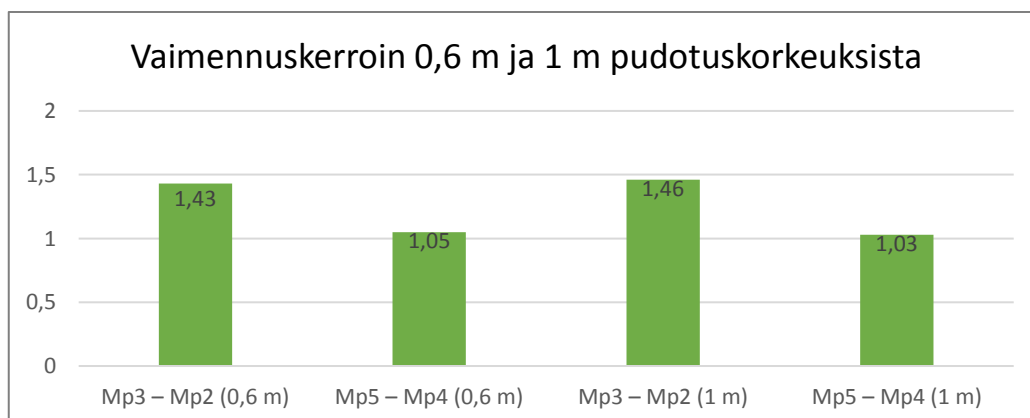
### Suorat mittalinjat Mp1 – Mp2 – Mp4 sekä Mp1 – Mp3 – Mp5

Suorien mittalinjojen tulosten perusteella geopolymeeriseinä aiheutti värähtelyn lisääntymistä verrattuna nollamittauslinjaan, kuten kuvista 40 ja 41 nähdään. Värähtelyn huippuarvot on kerätty taulukkoon 17.

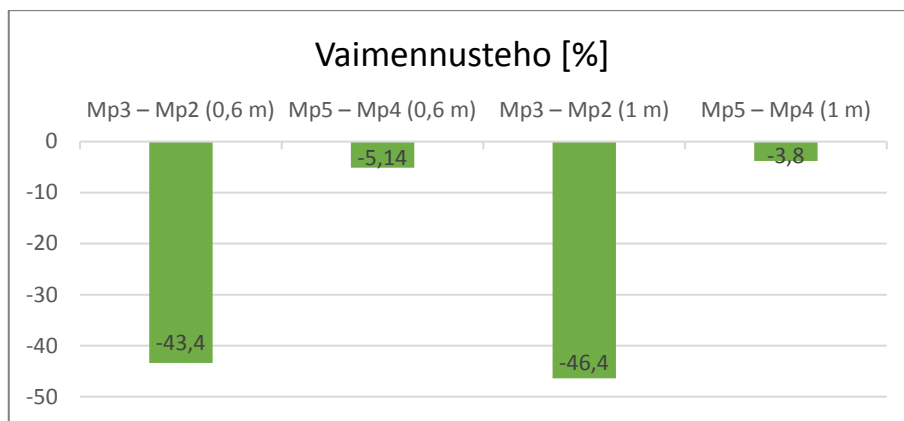
Taulukko 17 Värähtelyn huippuarvojen [mm/s] ( $f < 80$  Hz) vertailu mittauspisteissä 2 ja 3 eri herätteillä ja eri mittalinjoilla.

Mittauspiste	0,6 m lisäpainoilla (ML Mp1-Mp2-Mp3)	0,6 m lisäpainoilla (Suora ML)	1 m lisäpainoilla (ML Mp1-Mp2-Mp3)	1 m lisäpainoilla (Suora ML)
Mp2	1,84	1,56	1,96	1,99
Mp3	1,76	2,23	2,39	2,91

Nollamittauslinjalla dominoivat taajuudet ovat matalampia kuin seinäsuuntaisella mittalinjalla. Nollamittauslinjalla dominoivin taajuus on viiden metrin päässä herätteestä noin 18 – 25 Hz eli lähes sama kuin herätteellä, kun taas seinän takana vastaava piikki on noin 35 – 40 Hz:n kohdalla. 7,5 metrin päässä herätteestä nollamittauslinjan taajuuspiikki oli noin 15 – 20 Hz:n kohdalla ja seinän takana noin 40 Hz:n kohdalla.



Kuva 40 Seinän keskimääräinen vaimennusteho värähtelyn vaimennuskertoimena esitettynä, kun vertailupisteinä on käytetty mittauspisteitä 2 ja 3 sekä 4 ja 5.



Kuva 41 Seinän keskimääräinen vaimennusteho prosentteina, kun vertailupisteinä on käytetty mittauspisteitä 2 ja 3 sekä 4 ja 5. Suluissa oleva arvo kuvaa pudotuskorkeutta.

### *Junan aiheuttama värinä mittauspisteissä*

Koekohteessa mitattiin myös ohikulkevien junien aiheuttamaa värähtelyä. Mittauspisteistä Mp1, Mp2 ja Mp3 mitattiin Pendolinon S 145, tavarajunan T 3730, veturin VET 11814 ja paikallisjunan HDM 424 vasteet. Tavarajunan dominoiva taajuusalue esiintyi välillä 5 – 6 Hz, kun taas paikallisjunan, henkilöjunan ja veturin dominoiva taajuusalue oli 10 – 12 Hz eli hieman korkeampi kuin tavarajunalla. Junan aiheuttamassa värähtelyssä ei ollut huomattavissa seinän vaikutuksesta aiheutuvaa vaimenemista, vaan junatärinän aiheuttama värähtely vaimeni tasaisesti mittauspisteiden välillä.

### *Ratapölkystä mitattu junaheräte*

Ratapölkystä mitattiin Pendolinon S 143, veturin VET 11811 ja tavarajunan T 3325 vasteet. Rataosuus on jatkuvakiskoraidetta ja ratapölkyt esijännitettyjä betonipölkkyjä. Pendolino oli yksiosainen juna (vaunut 1-6), jonka pituus oli 160 metriä. Veturin pituus oli 14,0 metriä, leveys 3,2 metriä, pyörätön pituus 9,8 m, suurin akselipaino 15,5 – 17 tonnia ja koko veturin paino 63 – 69 tonnia. Veturin ohitusnopeus mittaustaikalla oli noin 101 km/h. Tavarajuna koostui veturista ja 20 vaunusta, sen pituus oli 294 metriä ja ohitusnopeus noin 75 km/h.

Pendolinon ja veturin aiheuttama värähtely sai suurimmat arvonsa 3,5 Hz:n ja 8,0 Hz:n taajuuksilla, kun taas tavarajunilla vastaavat taajuuspiikit osuivat 3,0 ja 4,5 Hz:n kohdalle. Värähtelyn nopeuden huippuarvot tutkittiin kunkin junan alkuperäisistä mittaustuloksista sekä 80 Hz:n, 40 Hz:n ja 20 Hz:n alipäästösuodattimella suodatetuista tuloksista. Tulokset on esitetty taulukossa 18.

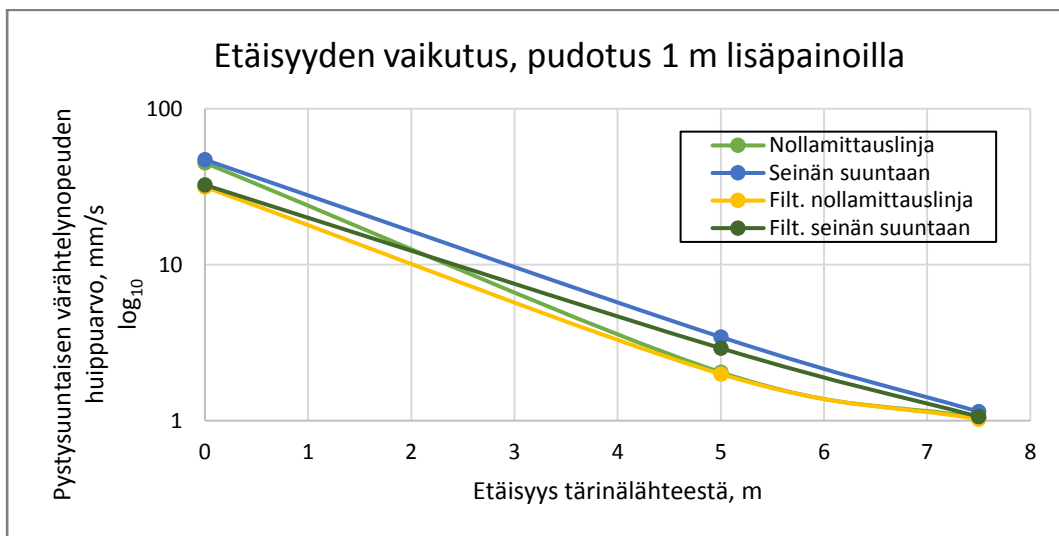
Taulukko 18 Ratapölkystä mitatut värähtelyn huippuarvot eri alipäästösuodattimilla.

Junatyyppi	$v_{max}$ [mm/s] (suodattamaton)	$v_{max}$ [mm/s] (80 Hz suodatin)	$v_{max}$ [mm/s] (40 Hz suodatin)	$v_{max}$ [mm/s] (20 Hz suodatin)
Veturi	17,2	16,4	16,8	16,6
Pendolino	36	13,3	12,9	12,7
Tavarajuna	17,7	17,3	15,2	15,9

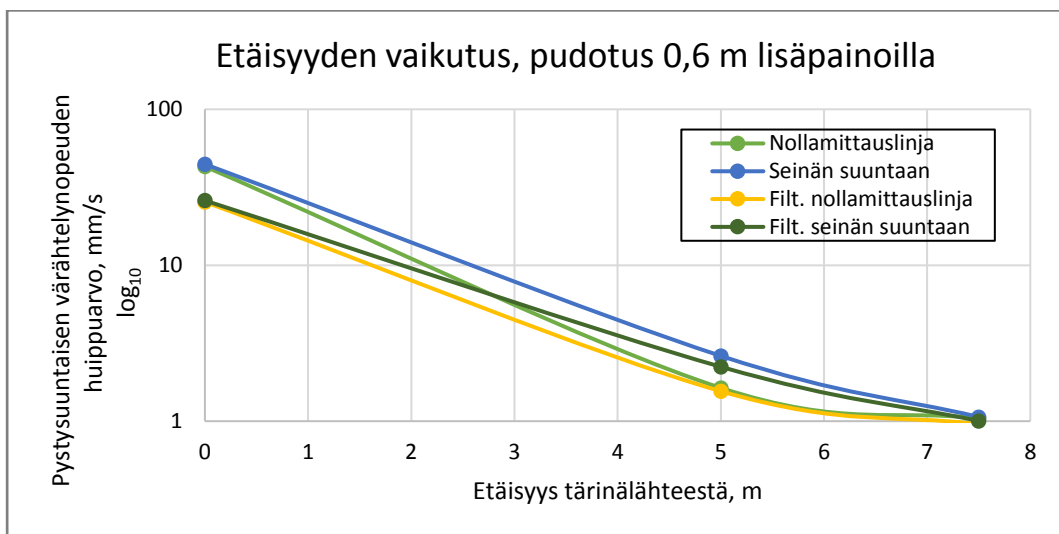
### 5.5.4 Mittaustulosten analysointi

Kuvista 42 ja 43 huomataan, että painojen lisääminen vähensi geopolymeeriseinän vaimennustehoa huomattavasti 0,6 metrin ja 1 metrin pudotuksissa. Suorien mittalinjojen tulosten perusteella geopolymeeriseinä aiheutti jopa värähtelyn lisääntymistä verrattuna nollamittauslinjaan. Todellisuudessa tulosten luotettavuus on pieni, sillä mittauspisteen 3 tulokset eroavat hyvin merkittävästi ensin mitatuista mittalinjan Mp1 – Mp2 – Mp3 värähtelynopeuksista.

Tärinäheräte oli sen verran heikko, että etäisyyden vaikutuksesta seinän vaimennustehoon on vaikea tehdä johtopäätöksiä. 7,5 metrin päässä herätteestä olevien mittauspisteiden värähtelynopeuksissa ei ollut selvää eroa, vaan värähtelynopeudet olivat hyvin pieniä sekä mittauspisteessä 4 että 5.

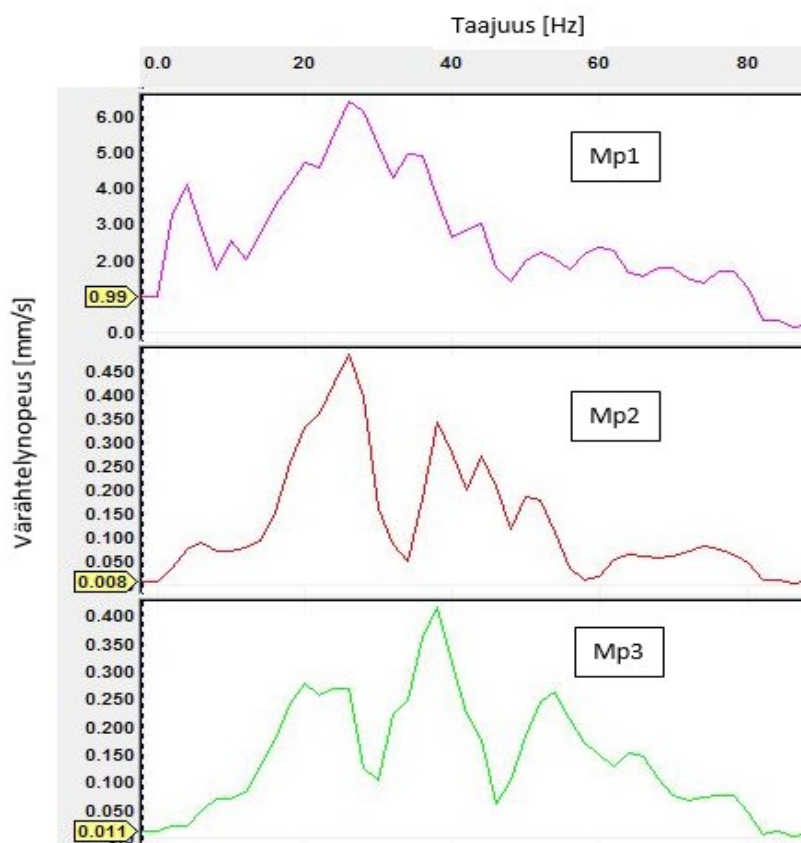


Kuva 42 Etäisyyden vaikutus värähtelynopeuteen, kun pudotus tapahtui 1 metristä lisäpainoilla.



Kuva 43 Etäisyyden vaikutus värähtelynopeuteen, kun pudotus tapahtui 0,6 metristä lisäpainoilla.

FFT-analyysin avulla tutkittiin taajuuden vaikutusta värähtelyn vaimenemiseen. Mittauspisteessä 1 taajuuspiikki osui 28 Hz:n kohdalle, jota voidaan pitää herätteen dominoivana taajuutena. Nollamittauslinjalla (Mp2) dominoiva taajuus oli yhtenevä herätteen taajuuden kanssa. Sen sijaan geopolymeeriseinän takana (Mp3) dominoiva taajuus oli hieman korkeampi, noin 35 Hz, joten seinä oli suodattanut paremmin matalia taajuuksia. Tämä on selvässä ristiriidassa aiempien tutkimusten kanssa, joissa geopolymeeriseinän vaimennusteho on kasvanut taajuuden kasvaessa.



Kuva 44 FFT-analyysin tulokset 1 metrin korkeudesta lisäpainoilla tehdystä pudotuksesta.

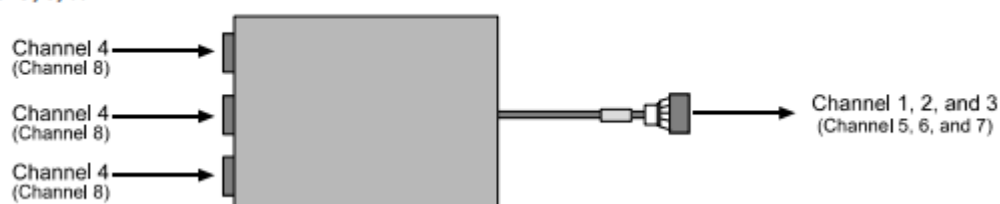
Värähtelyn kasvu seinän takana löytyy monia mahdollisia selityksiä. Eräs selitys ilmiölle on se, että maa ehti tiivistyä reilusti pudotuslaitteen alla vääristäen tuloksia, sillä seinän suuntaan olevan suoran mittalinjan mittaukset suoritettiin viimeisenä. Lisäksi geopolymeerin injektointi suoraan maaperään tiivisti ympäröivää maaperää, joka aiheutti hienoista aallonnopeuden kasvua. Seinän suuntaisen linjan suhteessa korkea dominoiva taajuus selittyy myös osin maanperän tiivistymisellä.

Pinta-aaltojen etenemisnopeus oli mittaustulosten vaihe-eron mukaan noin 200 m/s, josta saadaan R-aallonnopeudeksi 173 m/s kappaleessa 2.4.1 esitetyn kaavan 2.15 avulla. Kun taajuutena käytetään herätteen merkittävintä taajuutta 28 Hz, saadaan R-aallonpituudeksi 6,18 m. Kolme metriä syvälle seinälle tämä tarkoittaa normalisoitua syvyyttä  $0,49\lambda_r$ . Woods (1968) suositteli  $0,6\lambda_r$  minimisyvyyttä aktiiviselle eristysrakenteelle ja  $1,33\lambda_r$  syvyyttä passiiviselle eristysrakenteelle, jotta keskimääräiseksi vaimennustehoksi saataisiin 75 %. Woodsin tutkimuksessa kyseessä oli kuitenkin avoin kaivanto. Alzawin (2011) työssä käytännön suunnitteluun suositeltiin normalisoitua minimisyvyyttä  $1,2\lambda_r$ . Tästä syvyydestä

jäätiin siis selvästi tämän pienimuotoisen koerakenteen tapauksessa, jota voidaan pitää yhtenä syynä seinän heikkoon vaimennustehoon.

Mittauslaitteen tekniset ominaisuudet saattoivat vaikuttaa tulokseen merkittävästi. Vaikka kaikki värähtelynopeudet mitattiin samalla mittalaitteella, jouduttiin antureiden kiinnityksiä ja kaapeleiden paikkoja muuttamaan mittausten aikana. Mittausten aikana mittauspisteen 3 kaapeli vaihdettiin mittauslaitteessa eri kanavaan ennen seinän yli menevän suoran mittalinjan mittauksia. Kanavan vaihto saattoi häiritä mittauksia, mikä osaltaan selittää värähtelynopeuden kasvua kyseisen geofonin kohdalla. Vaikka mittauslaitteen virhemarginaali on vain 3 % (15 Hz), on mahdollista, että mittauslaitteen tarkkuus ei riittänyt näin pienten värähtelynopeuksien erotteluun.

Geo Conditioner Box (716A1901) – connects the standard uniaxial geophone (714A4201, 714A4202) to Channels 1, 2, 3 or 5, 6, 7.



**Kuva 45** Mittauksissa käytetty kokoojalaatikko (Instantel 1996). Mittauspisteen 3 kaapelin vaihto eri kanavaan mittauksien välillä saattoi vaikuttaa kyseisen mittauspisteen tuloksiin.

Merkittävin syy seinän oletettua pienemmälle vaimennusteholle oli geopolymeeriseinän muoto. Kaivettaessa seinää esiin huomattiin, että geopolymeeri oli injektointaessa levinnyt ympäröivään maaperään. Leviämisen seurauksena selkeää seinämäistä rakennetta ei ollut havaittavissa, vaan geopolymeeri oli maaperässä ohuina juovina. Paksuimmillaan seinämäistä rakennetta oli havaittavissa noin 15 cm paksuudelta (kuva 46).



**Kuva 46** Esiinkaivettu seinä paksuimmillaan.

Seinän olemassaolo ei vaikuttanut junatärinän vaimenemiseen seinän pienimuotoisuuden ja juovamaisen rakenteen takia. Seinärakenteen epähomogeenisuuden takia ei näiden mitausten perusteella voida päätellä olisiko suunniteltu 6 metriä leveä, 3 metriä syvä ja 0,5 metriä paksu seinä vaimentanut junatärinää mittauspisteissä.



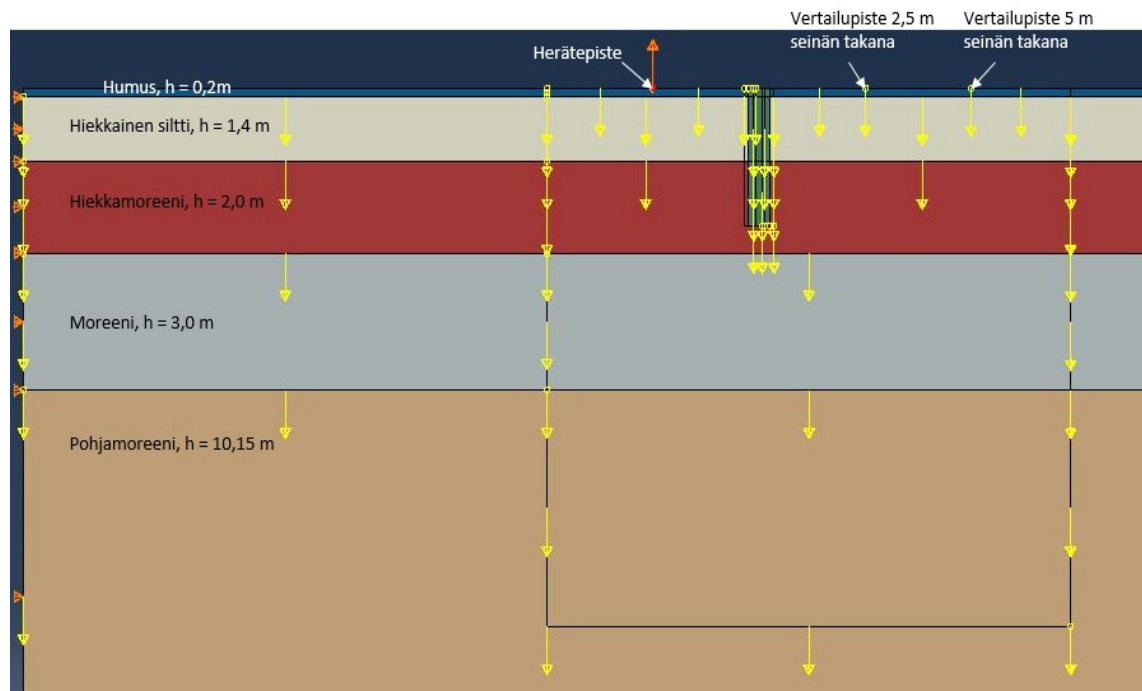
## 6 Koekohteen mallinnukset

### 6.1 Koekohteen simulointi

Koekohde mallinnettiin Abaqus-CAE 2017 –ohjelmalla. Maakerrosrajat määritettiin sekä vanhojen kairausten että koekohteen yhteydessä tehdyn koekaivun perusteella. Ylimpien maakerrosten parametrit määritettiin tämän diplomityön yhteydessä tehtyjen laboratoriotutkimusten perusteella, kun taas alimpien moreenikerrosten ominaisuudet saatiin kuvassa 30 näkyvän kairauksen 11 perusteella. Lisäksi hyödynnettiin kokemuseräistä tietoa. Maaperä oletettiin kuivaksi. Mallissa käytetyt maakerrosrajat ja parametrit on esitetty taulukossa 19 ja kuvassa 47. Vaimennus on huomioitu kokemukseen perustuvilla vaimennuskertoimilla  $\alpha$  ja  $\beta$ .

**Taulukko 19 2D-mallin maakerrosten paksuudet ja maaparametrit**

<i>Maalaji</i>	<i>Kerroksen paksuus, h [m]</i>	<i>Tiheys, <math>\rho</math> [kg/m<sup>3</sup>]</i>	<i>Kimmo-moduuli, E [MPa]</i>	<i>Poissonin luku, <math>\nu</math> [-]</i>	$\alpha$ [-]	$\beta$ [-]
Pintahumus	0,2	1200	5	0,3	0,7	0,0001
Hiekkainen siltti	1,4	1700	30	0,3	1,4	0,0004
Hiekkamoreeni	2,0	1900	50	0,3	1,5	0,0005
Moreeni	3,0	1900	70	0,3	1,8	0,0008
Pohjamoreeni	10,15	1900	100	0,35	2,0	0,001



**Kuva 47 Havainnollistava kuva mallista. Vertailupisteet ovat maanpinnalla, kuten myös herätepiste. Mallin on symmetrinen, joten reunaehdot ovat myös oikeassa laidassa samat kuin kuvassa näkyvässä vasemmassa laidassa, jossa sivusuuntainen liike on estetty. Pohjan pystysuuntainen liike on estetty. Kuvan keltaiset nuolet kuvaavat painovoiman vaikutusta.**

Mallin R-aallonnopeus, 77 m/s, laskettiin yhtälöiden 6.1 ja 6.2 (Kurkela 2011) perusteella hiekkaisen silttikerroksen maaparametreista. Koska mallin parametrit valittiin vastaamaan laboratoriotulosten ja kirjallisuuden arvoja, on R-aaltojen aallonnopeus pienempi kuin mittauksista saatu arvo. Tärinän leviämisen kannalta otollisin maaperä on savista, jossa aallot etenevät hitaasti, jonka vuoksi on perusteltua käyttää hitaampia aallonnopeuksia. Geopolymeerin injektointi maaperään aiheutti maaperän tiivistymistä, jolloin mittausten aallonnopeudet kasvoivat.

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)\rho}} \quad 6.1$$

$$v_r = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu} v_s, \quad 6.2$$

Mallinnuksissa käytetyt geopolymeerin parametrit on esitetty taulukossa 20. Erisuuruisia E-moduulin arvoja käytettiin, jotta saatiin selvitettyä sen suuruuden vaikutusta geopolymeerin vaimennustehoon. Sensitiivisyysanalyysia varten mallinnuksissa simuloitiin neljää eri paksuista vaimennusseinää, joiden paksuudet olivat 0,15 m, 0,25 m, 0,5 m sekä 0,7 m. Parhaiten koekohteessa toteutunutta seinää kuvaa 0,15 m paksuinen geopolymeeriseinä, vaikka alkuperäinen suunniteltu seinä oli 0,5 metriä paksu.

**Taulukko 20 Geopolymeerin ominaisuudet**

<i>Materiaali</i>	<i>Syvyys, h [m]</i>	<i>Tiheys, ρ [kg/m³]</i>	<i>Kimmo- moduuli, E [MPa]</i>	<i>Poissonin luku, ν [-]</i>	<i>α [-]</i>	<i>β [-]</i>
Geopolymeeri1	3,0	50	5	0,05	5,0	0,01
Geopolymeeri2	3,0	50	10	0,05	5,0	0,01
Geopolymeeri3	3,0	50	20	0,05	5,0	0,01
Geopolymeeri4	3,0	50	30	0,05	5,0	0,01

Mallista tehtiin tarpeeksi leveä (37 m), jolloin värähtelyaallot eivät hyvin pienessä aikaikkunassa heijastuneet mallin reunoista ja vääristäneet tuloksia. Tällöin absorboivia reunaehtoja mallin alareunassa ja sivuilla ei tarvittu lyhyen aikaikkunan tarkasteluissa.

## 6.2 Laskelmien suoritus

Laskennat suoritettiin 2-ulotteiselle mallille tasomuodonmuutostilassa (plane strain). Alzawin (2011) tutkimuksen mukaan geopolymeeriseinän vaikutuksen mallinnukseen voidaan luotettavasti käyttää 2-ulotteista laskentamallia, sillä sen tarkkuus ei eroa merkittävästi 3D-mallilla saaduista tuloksista. Materiaalimallina käytettiin lineaarielastista materiaalimallia, josta on kerrottu tarkemmin kappaleessa 3.5.3.

Kuormana käytettiin 0,6 metrin pudotuskorkeuden mittauksista saatua, taajuuspainotettua nopeushäätettä eli pisteestä Mp1 mitattua pystysuuntaista värähtelynopeutta, joka oli läpikäynyt 80 Hz:n alipäästösuodattimen. 80 Hz:n raja valittiin ISO 2631-2-standardia



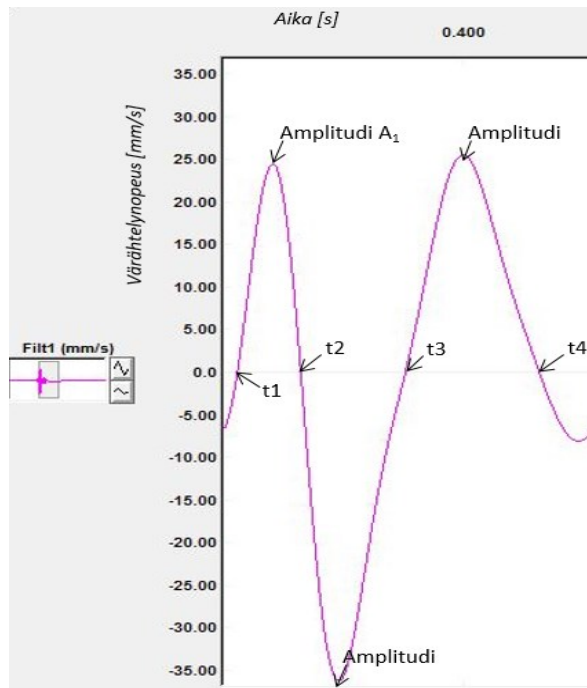
mukaillen. Analyysimenetelmänä nopeusherätteelle käytettiin dynaamista ja implisiittistä menetelmää. Nopeusherätteen amplitudina käytettiin mittaustuloksista laskettua amplitudin keskiarvoa. Taulukossa 21 ja kuvassa 48 on esitetty amplitudin määrittäminen 0,6 metrin pudotuksesta aiheutuneelle herätteelle.

**Taulukko 21 Amplitudin määrittäminen keskiarvojen perusteella 0,6 m pudotuksessa.**

$t1 [s]$	$t2 [s]$	$t2-t1 [s]$	$(t2-t1)/2 [s]$	Amplitudin suuruus [mm/s]
0,35964	0,36916	<b>0,00952</b>	<b>0,00476</b>	<b>26 (=A<sub>1</sub>)</b>

$t2 [s]$	$t3 [s]$	$t3-t2 [s]$	$(t3-t2)/2 [s]$	Amplitudin suuruus [mm/s]
0,36916	0,38456	0,0154	0,0077	-36,3 (= <b>-1,42A<sub>1</sub></b> )
<b>Kokonaisaika</b>		<b>0,02492</b>	<b>0,01722</b>	

$t3 [s]$	$t4 [s]$	$t4-t3 [s]$	$(t4-t3)/2 [s]$	Amplitudin suuruus [mm/s]
0,38456	0,40476	0,0202	0,0101	25,75 (= <b>0,99A<sub>1</sub></b> )
<b>Kokonaisaika</b>		<b>0,04512</b>	<b>0,03502</b>	



**Kuva 48 Amplitudin määrittäminen mittaustuloksesta Blastware-ohjelmalla.**

Laskentamallissa käytettiin kahdenlaisia elementtejä: kolmioelementtejä (linear triangle, type CPE3) ja nelikulmioita (linear quadrilateral, type CPE4R). Kolmioelementtejä käytettiin seinässä ja seinän ympäristössä niiden hyvän tarkkuuden vuoksi, kun taas nelikulmaisia elementtejä hyödynnettiin laskenta-alueen reunoilla, jossa aaltoliikkeen vaikutus laskentatuloksiin oli käytännössä olematon.

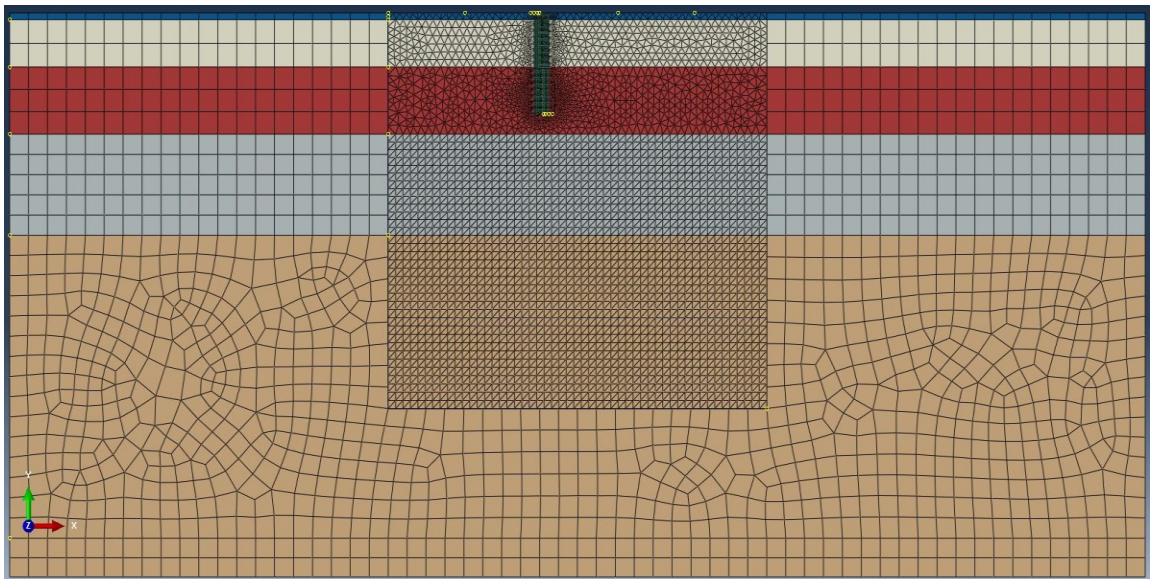
Mallissa käytettävä suurin suositeltu elementtikoko määräytyy maaperän pienimmän Rayleigh-aallonpituuden perusteella. Suurin elementtikoko lasketaan kaavan 6.3 avulla ja pienin Rayleigh-aallonpituus saadaan kaavasta 6.4, kun maksimitaajuus on mittaustuloksista saatu voimakkaimman taajuusalueen korkein taajuus 48 Hz ja Rayleigh-aallonnopeus yhtälöstä 6.2 saatu 77 m/s (Ekanayake et al 2014).

$$L_{max} = \frac{1}{4} \lambda_{r,min} \quad 6.3$$

$$\lambda_{r,min} = \frac{v_r}{f_{max}} \quad 6.4$$

Yhtälöiden avulla mallin suurimmaksi suositelluksi elementtikooksi saatiin 40 cm. Mallin tarkkuuden lisäämiseksi elementtiverkkoa tihennettiin kriittisimmillä alueilla eli geopolymeeriseinän kohdalla ja sen ympärillä. Tihein verkotus tehtiin geopolymeeriseinän kohdalle, jossa elementin sivun pituus oli 5 cm ja solmukohtia olivat kolmioelementin kärkipisteet. Seinän ympärillä olevien kolmioelementtien sivujen pituus oli 24 cm, joka vastaa mittaustulosten käsittelyssä käytettyä suurinta taajuutta, 80 Hz. Neliskulmaisten elementtien kooksi valittiin ohjelman oletusarvo 62 cm, sillä mallin reunan tiheällä verkotuksella mallista olisi tullut raskas ilman vaikutusta laskentatarkkuuteen.

Ennen mallin elementtikoon optimointia laskettiin vertailuarvoja myös harvemmallalla verkolla, jossa geopolymeeriseinä verkotettiin 5 cm elementtikooalla, seinän ympäristö 20 – 62 cm elementtikooalla ja reuna-alueet 100 cm elementtikooalla. Mallin oletusarvona ollut 62 cm elementtikoko vastaa noin 16 Hz:n taajuutta, joka on riittävä tutkittaessa junatärinää, kuten kappaleen 5.5.3 mittaustulokset esittivät. Tämän avulla pystyttiin vertaamaan harvan ja tiheen verkotuksen vaikutusta geopolymeeriseinän vaimennustehoon.



**Kuva 49 Tiheästi verkotettu 2D-malli Jankan koerakenteesta.**

## 6.3 Laskelmien tulokset ja tulosten analysointi

### 6.3.1 Harva elementtiverkko

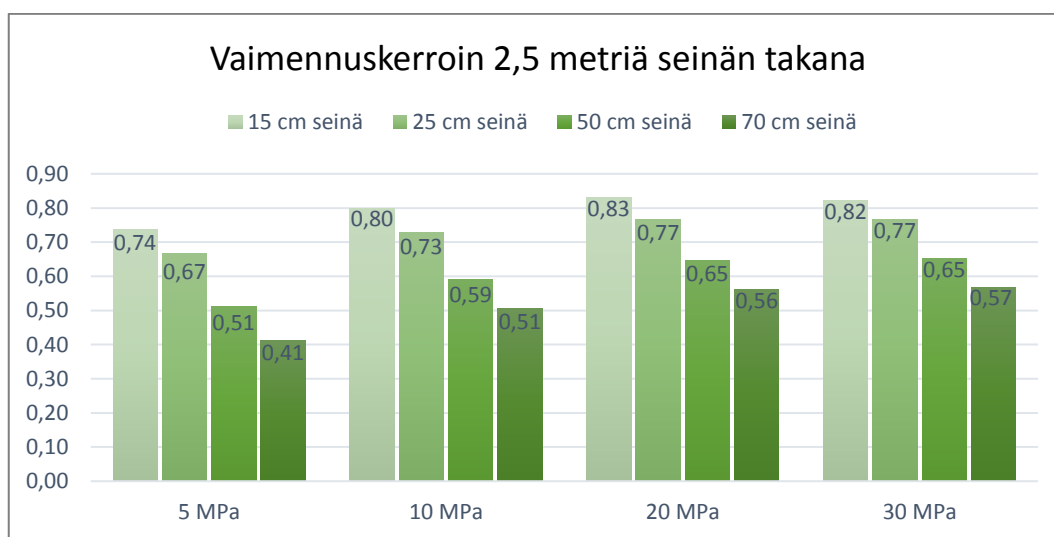
Abaqus-laskelmien tulokset on esitetty värähtelyn huippuarvojen  $v_{\max}$  avulla. Huippuarvojen perusteella on määritetty jokaista mallinnettua seinäpaksuutta ja geopolymeerin E-moduulia vastaava vaimennuskerroin ja prosentuaalinen vaimennusteho. Tulokset on esitetty erikseen harvalla elementtiverkolla lasketuille tuloksille ja tiheämmällä, optimoidulla verkolla lasketuille tuloksille. Tulosten analysoinnissa on kuitenkin hyödynnetty pääosin tiheällä elementtiverkolla laskettuja tuloksia.

Ensimmäiset laskennat tehtiin harvemmalla elementtiverkolla, jotta elementtikoon vaikutusta pystyttiin arvioimaan. Harvalla verkolla lasketut tulokset on esitetty taulukossa 22.

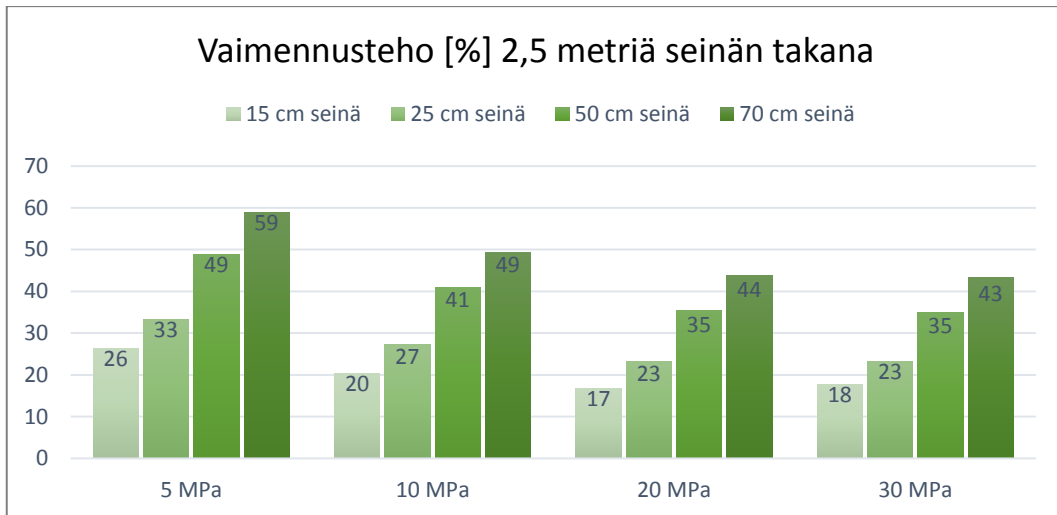
**Taulukko 22** Värähtelyn nopeuden huippuarvot [mm/s] 2,5 m ja 5 m vaimennusseinän takana eri seinäpaksuuksille erisuuruksilla E-moduulin arvoilla harvalla verkotuksella.

	5 MPa		10 MPa		20 MPa		30 MPa	
	2,5 m	5 m	2,5 m	5 m	2,5 m	5 m	2,5 m	5 m
<i>Ilman seinää [mm/s]</i>	2,00	1,38	2,00	1,38	2,00	1,38	2,00	1,38
<i>15 cm seinä [mm/s]</i>	1,47	0,95	1,59	1,01	1,66	1,03	1,64	1,04
<i>25 cm seinä [mm/s]</i>	1,33	0,84	1,45	0,93	1,53	0,97	1,53	0,98
<i>50 cm seinä [mm/s]</i>	1,02	0,68	1,18	0,76	1,29	0,81	1,3	0,82
<i>70 cm seinä [mm/s]</i>	0,82	0,60	1,01	0,66	1,12	0,71	1,13	0,71

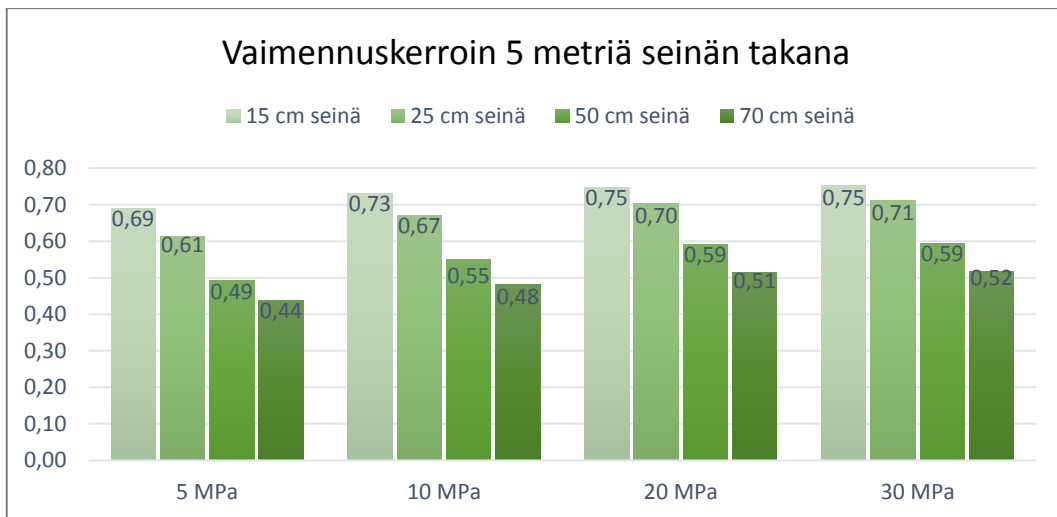
Värähtelyn nopeuden huippuarvoista lasketut vaimennuskertoimen ja vaimennustehon arvot on esitetty kuvissa 50-53. Vaimennusteho kasvoi lähes lineaarisesti ja harvalla verkolla saatiin erittäin hyviä (35-59 %) vaimennustehon arvoja 50 cm:n ja 70 cm:n paksuisille geopolymeeriseinille kaikilla kimmomoduulin arvoilla. Hyvin pienellä kimmomoduulin arvolla saatiin jopa ohuelle, 15 cm:n seinälle 26-31 %:n vaimennusteho. Kahden vertailupisteen välillä ei ollut merkittävää eroa vaimennustehon suhteen, vaan värähtely vaimeni lähes yhtä hyvin molemmissa pisteissä.



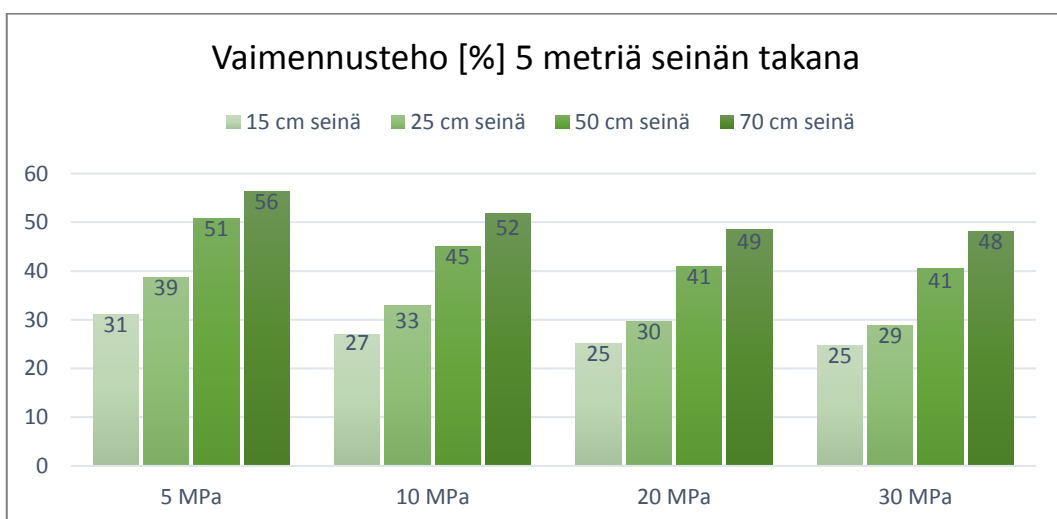
**Kuva 50** Vaimennuskertoimen eri seinäpaksuuksilla ja E-moduulin arvoilla 2,5 m seinän takana olevassa vertailupisteessä harvalla elementtiverkolla laskettuna.



**Kuva 51 Vaimennusteho eri seinäpaksuuksilla ja E-moduulin arvoilla 2,5 m seinän takana olevassa vertailupisteessä harvalla elementtiverkolla laskettuna.**



**Kuva 52 Vaimennuskerroin eri seinäpaksuuksilla ja E-moduulin arvoilla 5 m seinän takana olevassa vertailupisteessä harvalla elementtiverkolla laskettuna.**



**Kuva 53 Vaimennusteho eri seinäpaksuuksilla ja E-moduulin arvoilla 5 m seinän takana olevassa vertailupisteessä harvalla elementtiverkolla laskettuna.**

### 6.3.2 Tiheä elementtiverkko

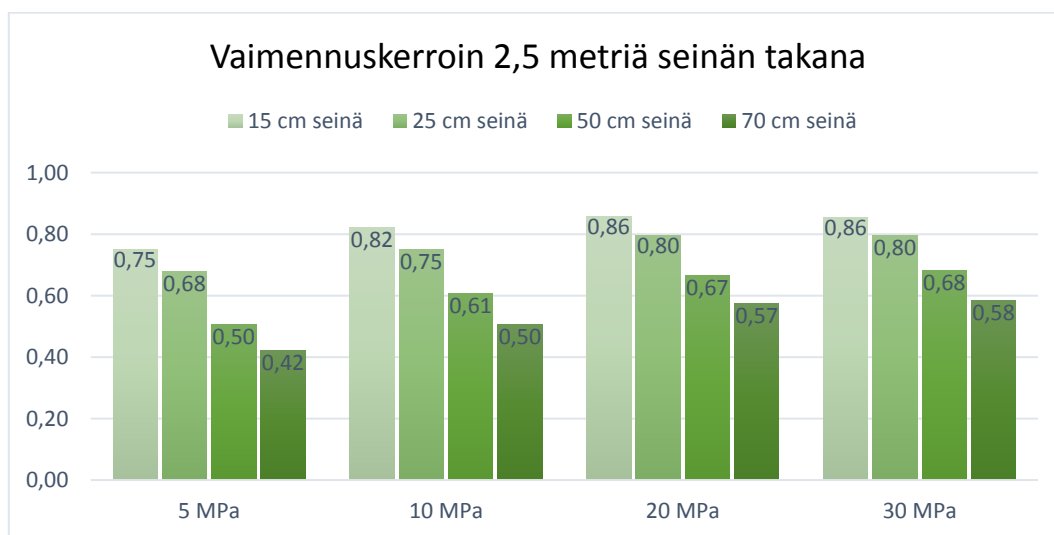
Tiheällä elementtiverkolla tehdyt laskennat antoivat vaimennuskertoimelle suurempia arvoja, kuin harvalla verkolla tehdyt laskennat. Harvalla verkolla tehdyt laskelmat saattoivat siis hieman yliarvioida geopolymeeriseinän vaimennustehoa. Tiheällä elementtiverkolla lasketut tulokset on esitetty taulukossa 23.

**Taulukko 23** Värähtelyn nopeuden huippuarvot [mm/s] 2,5 m ja 5 m vaimennusseinän takana eri seinäpaksuuksille erisuuruksilla E-moduulin arvoilla tiheällä verkotuksella.

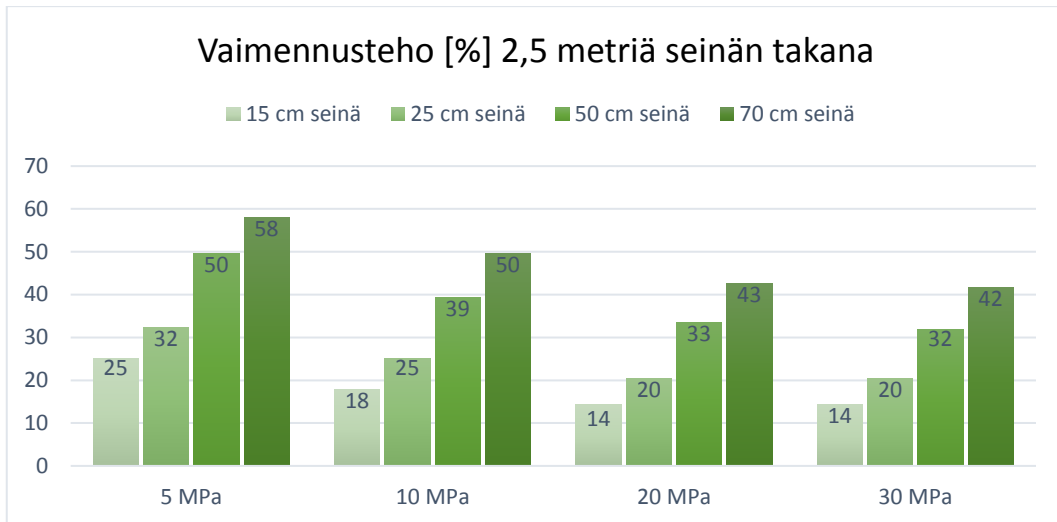
	5 MPa		10 MPa		20 MPa		30 MPa	
	2,5 m	5 m	2,5 m	5 m	2,5 m	5 m	2,5 m	5 m
<i>Ilman seinää</i>	1,55	1,63	1,55	1,63	1,55	1,63	1,55	1,63
<i>15 cm seinä</i>	1,16	1,11	1,27	1,20	1,33	1,27	1,33	1,27
<i>25 cm seinä</i>	1,05	0,97	1,16	1,10	1,23	1,19	1,23	1,21
<i>50 cm seinä</i>	0,78	0,75	0,94	0,89	1,03	1,01	1,06	1,04
<i>70 cm seinä</i>	0,65	0,65	0,78	0,78	0,89	0,89	0,90	0,92

Värähtelyn nopeuden huippuarvoista lasketut vaimennuskertoimen ja vaimennustehon arvot on esitetty seuraavissa kuvissa. Vaimennustehon arvot pienimmillä kimmomoduulin arvoilla olivat samaa luokkaa kuin harvan verkon laskennoissa. Sen sijaan 20 MPa:n ja 30 MPa:n kimmomoduuleilla vaimennusteho oli systemaattisesti hieman pienempi tiheän verkon laskennoissa.

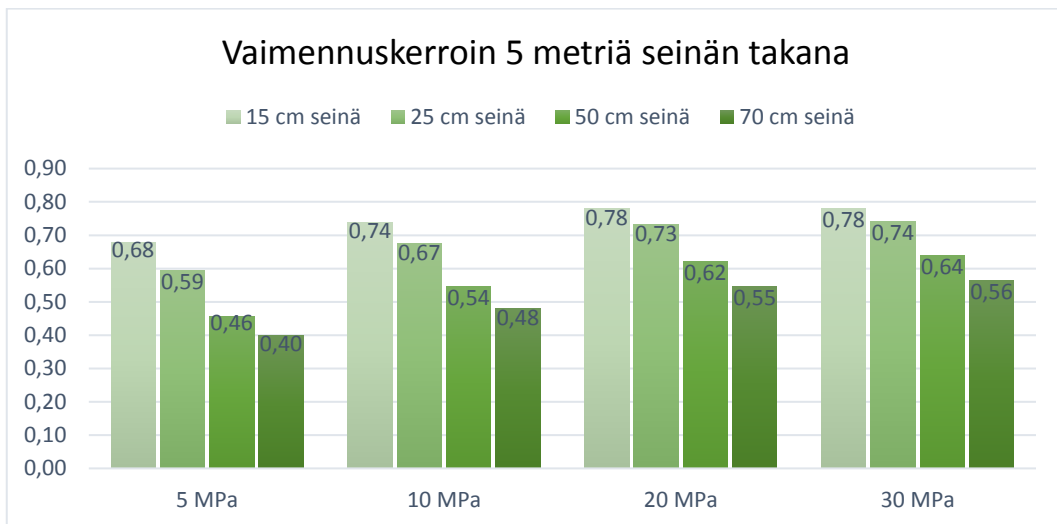
Pienellä, 5 MPa:n kimmomoduulilla saatiin paksuimmille seinille (50 cm ja 70 cm) erittäin hyvä, 50-60 %:n vaimennusteho. Yli 40 %:n vaimennustehoon ylsi vain 70 cm:n seinäpaksuus kaikissa laskentatapauksissa. Ohuimmalla, 15 cm:n seinällä vaimennusteho ei ollut riittävä, vaan se jäi kaikissa laskentatapauksissa 14-32 prosenttiin.



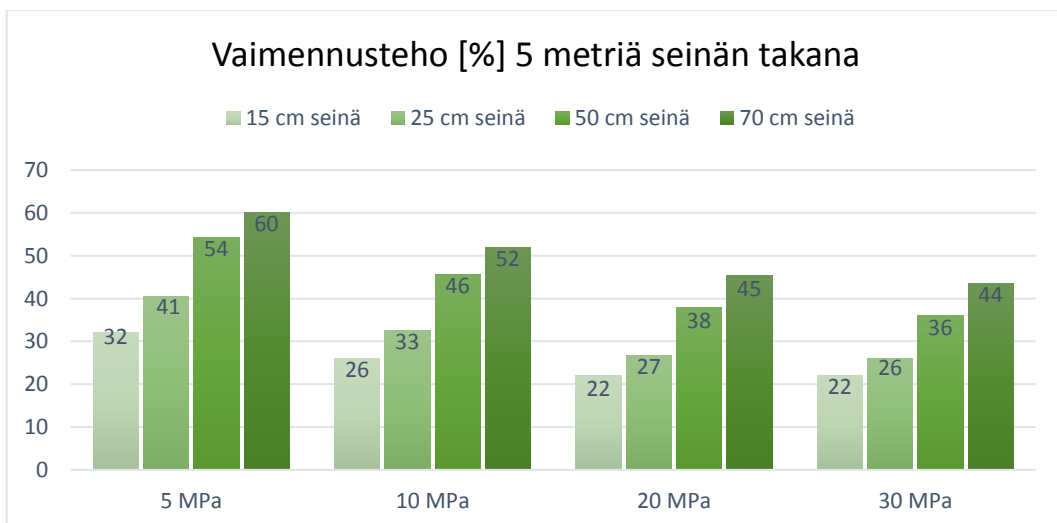
**Kuva 54** Vaimennuskertoimen eri seinäpaksuuksilla ja E-moduulin arvoilla 5 m seinän takana olevassa vertailupisteessä tiheällä elementtiverkolla laskettuna.



**Kuva 55 Vaimennusteho eri seinäpaksuuksilla ja E-moduulin arvoilla 2,5 m seinän takana olevassa vertailupisteessä tiheällä elementtiverkolla laskettuna.**

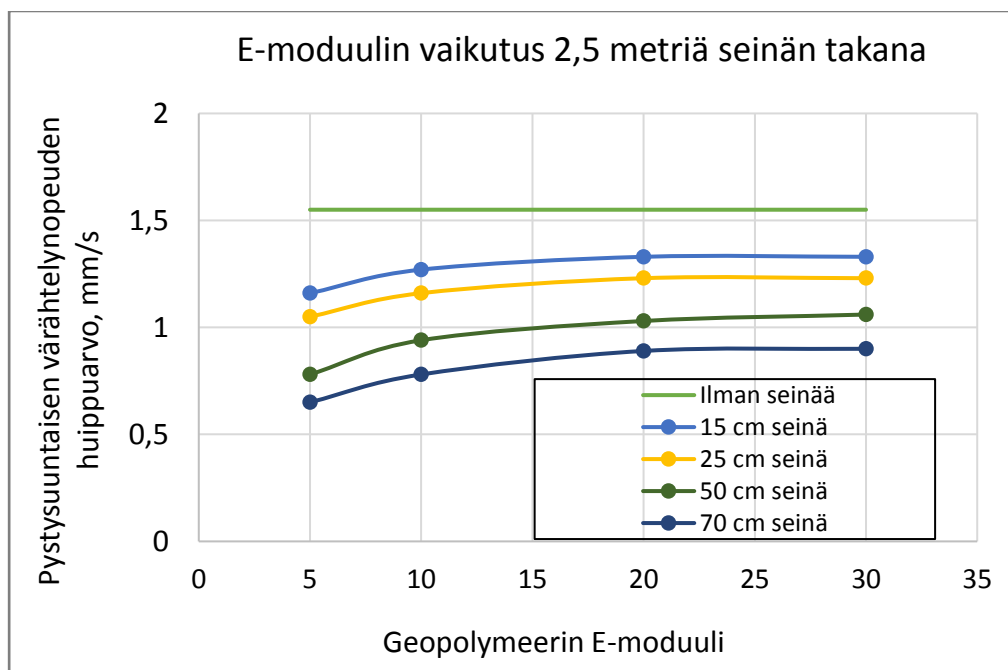


**Kuva 56 Vaimennuskerroin eri seinäpaksuuksilla ja E-moduulin arvoilla 5 m seinän takana olevassa vertailupisteessä tiheällä elementtiverkolla laskettuna.**

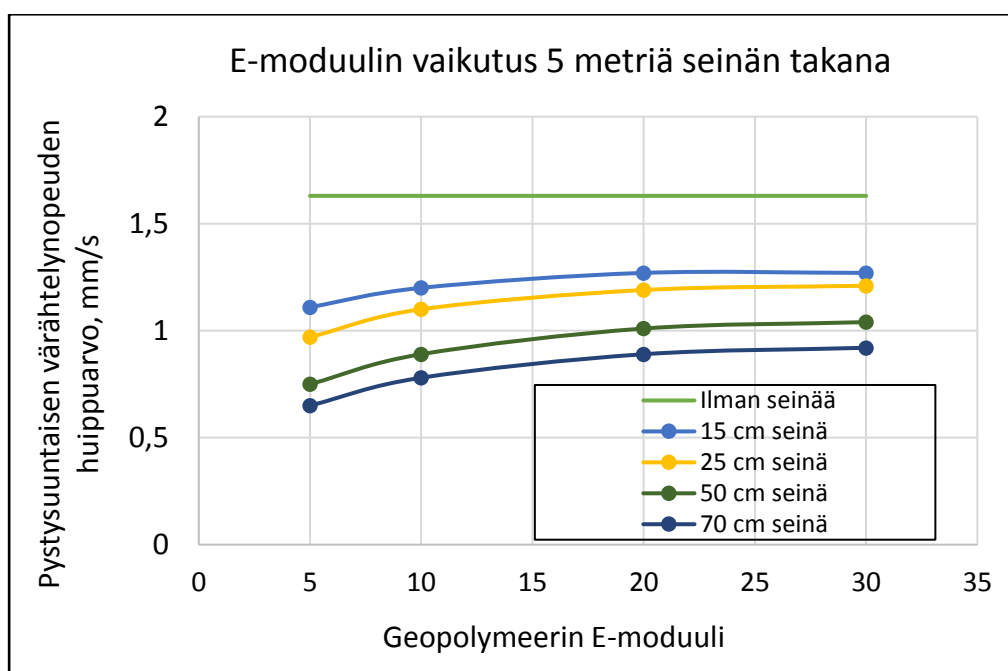


**Kuva 57 Vaimennusteho eri seinäpaksuuksilla ja E-moduulin arvoilla 5 m seinän takana olevassa vertailupisteessä tiheällä elementtiverkolla laskettuna.**

Kun geopolymeerin kimmomoduuli erosi selvästi maan kimmomoduulista, oli vaimennusteho 50 cm:n ja 70 cm:n seinillä yli 50 %. Paksuilla seinillä myös ympäröivän maan kimmomoduulilla (30 MPa) saatiin aikaan yli 40 %:n vaimennus, jolloin tärkeäksi ominaisuiksi osoittautui geopolymeerin alhainen tiheys verrattuna ympäröivän maan tiheyteen. Kimmomoduulin arvon kasvattaminen ei nostanut värähtelyn nopeutta lineaarisesti, vaan 20 MPa:n ja 30 MPa:n välillä käyrän kulmakerroin on huomattavasti loivempi kuin esimerkiksi 5 MPa:n ja 10 MPa:n välillä, kuten kuvasta 58 nähdään.



**Kuva 58 E-moduulin vaikutus pystysuuntaisen värähtelyn nopeuden huippuarvoon vertailupisteessä, joka sijaitsee 2,5 metriä geopolymeeriseinän takana.**



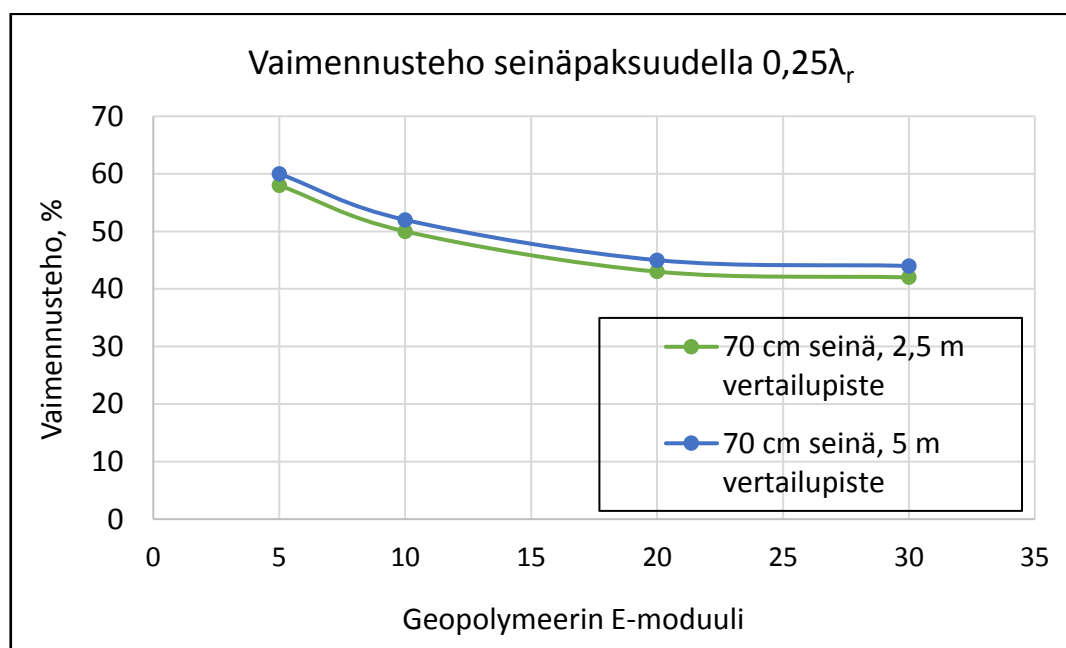
**Kuva 59 E-moduulin vaikutus pystysuuntaisen värähtelyn nopeuden huippuarvoon vertailupisteessä, joka sijaitsee 5 metriä geopolymeeriseinän takana.**

Seinän R-aallonpituudella normalisoidut mitat on kerätty taulukkoon 24. Mittaustuloksissa henkilöjunan merkittävin taajuus oli noin 10 Hz ja pudotuslaitteen 28 Hz, joten normalisoidut mitat on laskettu vastaamaan molempia taajuuksia. R-aallonnopeutena on käytetty maaparametreista kappaleessa 6.1 laskettua nopeutta 77 m/s.

**Taulukko 24 Mallinnettujen seinärakenteiden R-aallonpituudella normalisoidut mitat.**

Seinän paksuus mallissa	15 cm		25 cm		50 cm		70 cm	
Taajuus	10 Hz	28 Hz	10 Hz	28 Hz	10 Hz	28 Hz	10 Hz	28 Hz
Seinän normalisoitu paksuus [-]	0,02	0,05	0,03	0,09	0,065	0,18	0,09	0,25
Seinän normalisoitu syvyys [-]	0,40	1,09	0,40	1,09	0,40	1,09	0,40	1,09

Kuten kappaleessa 4.3.5 mainittiin, Alzawin (2011) määrittämät ohjearvot geopolymerin normalisoidulle paksuudelle ja syvyydelle ovat  $0,25\lambda_r$  ja  $1,5\lambda_r$ . Majumder et al. (2017) määrittämät arvot olivat huomattavasti pienemmät,  $0,06\lambda_r$  ja  $1,0\lambda_r$ . Kuten taulukosta huomataan (vihreät tekstit), Majumder et al. määrittelemiін suositusarvoihin päästiin 28 Hz:n taajuudella lähes kaikilla seinäpaksuuksilla ja –syvyyksillä. Kaksi paksuinta seinää soveltuvat Majumder et al. mukaan myös matalataajuisen junatärinän vaimentamiseen. Sen sijaan Alzawin suositusarvoista jäätiin hieman myös 28 Hz:n taajuudella. 70 cm paksuisella seinällä päästiin lähelle Alzawin suositusarvoja, joka on huomattavissa seinän erinomaisesta vaimennustehosta.



**Kuva 60** Hyvä vaimennusteho on nähtävissä kaikilla E-moduulin arvoilla, kun seinän paksuus on  $0,25\lambda_r$  ( $f = 28$  Hz).



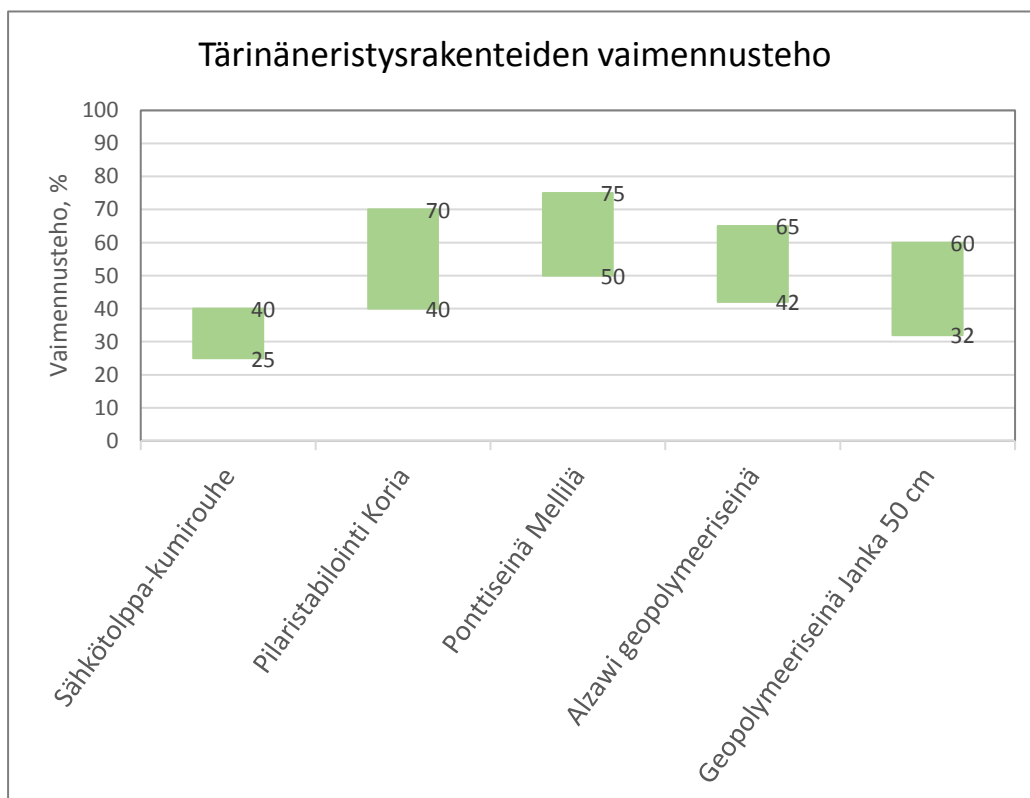
## 7 Yhteenveto ja johtopäätökset

Jankan koekohteen mittaustulokset eivät noudattaneet kirjallisuuden perusteella odotettuja arvoja, vaan tärinä jopa lisääntyi seinän takana verrattuna neitseelliseen tilanteeseen. Koekohteessa tehty koerakenne ja mittaukset eivät onnistuneet odotetusti, joten mittaustuloksista ei voida vetää johtopäätöksiä geopolymeerirakenteen toimivuudesta tärinän vaimentamisessa.

Abaqus-mallinnukset antoivat geopolymeerin vaimennustehosta arvoja, jotka seurasivat kirjallisuuden perusteella odotettua linjaa. Geopolymeerin kimmomoduulin arvolla oli suuri merkitys seinän vaimennustehoon. Kun geopolymeerin kimmomoduuli erosi selvästi maaperän kimmomoduulista, vaimensi 0,15 m:n paksuinen seinä tärinää suurimmillaan 32 % ja 0,7 m:n paksuinen seinä jopa 60 %. Keskimäärin 0,7 m:n seinä vaimensi tärinän puoleen.

Suomen pehmeissä savimaissa värähtelyaallot kulkevat hitaasti, joten mallinuksissa keskityttiin hitaisiin pinta-aallonnopeuksiin. Normalisoitujen mittojen tutkimisessa huomioitiin paitsi aallonnopeus, myös junatärinän aiheuttama matalataajuinen värähtely. Normalisoitujen mittojen perusteella 50 cm:n ja 70 cm:n seinäpaksuudet sopivat tarpeeksi hyvin Suomen pehmeissä savimaissa etenevän värähtelyn vaimentamiseen.

Kirjallisuussosiossa vertailtiin erilaisia tärinäeristysrakenteita, joita oli testattu Suomessa tai muualla maailmalla. Koriolla suoritettuun pilaristabilointiin, Mellilän ponttiseinään ja Kanadassa tehtyyn geopolymeeriseinään verrattuna Jankan koekohteen mallinnukset antoivat samansuuntaisia vaimennustehon arvoja, kuten kuvasta 61 nähdään.



Kuva 61 Tärinäeristysrakenteiden vertailua (Talja et al. 2009, Kurkela 2011, Alzawi 2011).

## 8 Jatkotutkimusnäkemykset

Koska geopolymeeriseinän vaimennustehosta saatiin lupaavia tuloksia mallintamalla, geopolymeerin käyttöä värähtelävaimennuksessa on hyvä tutkia jatkossa lisätutkimuksilla. Tärkein jatkotutkimuskohde olisi seinän asennus eri tavalla. Maahan suoraan injektoidaessa leviäminen olisi estettävä esimerkiksi käyttämällä PowerPilen tekniikkaa, jossa polymeeri injektoidaan ”sukkamaiseen” kuoreen, jolloin saadaan aikaan hallittuja geopolymeeripaaluja, kuten kuvasta 62 nähdään. Vaihtoehtoisesti geopolymeeri voitaisiin asentaa avoimeen kaivantoon.



Kuva 62 PowerPilen geopolymeeripaalujen asennus (PowerPile 2017).

Jos geopolymeeriä halutaan injektoida suoraan maaperään, kuten tässä tutkimuksessa, täytyisi geopolymeeriä injektoida huomattavasti enemmän kuin 20 kg/teräspilli. Tämä tarkoittaisi käytännössä sitä, että jokaiseen pilliin injektoidaisiin geopolymeeriä kunnes se tukkeutuu. Geopolymeeri kovettu hyvin nopeasti, joten suurta leviämisen vaaraa ympäröivään maaperään ei ole.

Paremmalle seinärakenteelle olisi tärkeää tehdä kattavat mittausjärjestelyt. Seinän tulisi olla pidempi ja mahdollisesti myös syvempi, jotta junatärinän vaikutusta voitaisiin tutkia empiirisin tutkimuksin. Lisäksi junatärinää olisi hyvä mallintaa 2D- tai 3D-mallinnuksilla, jolloin voitaisiin analysoida geopolymeerin toimintaa erilaisissa maaperissä. Mallinnuksilla ja mittauksilla pystytään tutkimaan etäisyyden ja taajuuden vaikutusta geopolymeeriseinän toimivuuteen, maan tiivistymisen vaikutusta sekä korkean pohjavedenpinnan vaikutusta. Jotta etäisyyden vaikutus saataisiin arvioitua paremmin, tulisi mittauksia olla paitsi seinän takana, myös reilusti kauempana.

Vaikka tässä tutkimuksessa ei keskitytty laajemmin junaherätteen aiheuttaman värähtelyn vaikutukseen geopolymeeriseinän toimivuudessa, saatiin ratapölkystä mitatuista värähtelyistä arvokasta tietoa junatärinän mallinnuksen kehittämiseen. Tällä hetkellä junatärinän mallinnuksessa herätteenä toimii erikseen arvioitu junan aiheuttama värähtely kiskossa tai ratapölkkyssä, mutta tulevaisuudessa tulisi hyödyntää junaherätteen todellista vaikutusaikaa tapauskohtaisesti. Junaheräte tulisi mallintaa numeerisella elementtimenetelmällä tässä tutkimuksessa selitetyn herätteen vaikutusajan perusteella. Sen sijaan mittauksilla voitaisiin tutkia ratapölkystä mitatun herätteen vaikutusajan suhdetta maaperästä mitattuun värähtelyyn.

## Lähdeluettelo

- Dassault Systemes (2014a) Abaqus Analysis User's Guide. Viitattu 23.08.2017. Saatavissa: <http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/usb/default.htm?startat=pt05ch21s01abo18.html>
- Dassault Systemes (2014b) Abaqus/CAE User's Guide. Viitattu 23.08.2017. Saatavissa: <http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/usi/default.htm?startat=pt03ch16s09hlb03.html#usi-lbi-loadeditors-pressure>
- Dassault Systemes (2014c) Abaqus Theory Guide. Viitattu 23.08.2017. Saatavissa: <http://129.97.46.200:2080/v6.13/books/stm/default.htm>
- Alzawi A. (2011) Vibration Isolation Using In-filled Geofoam Trench Barriers. Electronic Thesis and Dissertation Repository. The University of Western Ontario. Graduate Program in Civil and Environmental Engineering. Viitattu 25.07.2017. Saatavissa: <http://ir.lib.uwo.ca/cgi/view-content.cgi?article=1378&context=etd>
- Amick H. & Gendreau M. (2000) Construction Vibrations and Their Impact on Vibration-Sensitive Facilities. Orlando: ASCE Construction Congress 6. Viitattu 25.07.2017. Saatavissa: <http://www.colingordon.com/upload/document/32c91f6970ad9129b256ebf026d08cd4.pdf>
- Andersen R. (2011) EPS geofoam blocks, material properties and production processes. EPS. Norway: Jackson AS.
- Bachmann et al. (1997) Vibration problems in structures. Practical guidelines. Basel: Birkhäuser Verlag. ISBN 0-8176-5148-9.
- Banverket (2006) Buller och vibrationer från spårburen linjetrafik. Riktlinjer och tillämpning. Stockholm.
- Boos D. (2003) High-speed train induced vibrations: Diploma Thesis. Tampere: Tampere University of Technology. Department of Civil Engineering.
- Ekanayake S.D., Liyanapathiranan D.S., Leo C.J. (2014) Attenuation of ground vibrations using in-filled wave barriers. Teoksessa: Soil Dynamics and Earthquake Engineering 67, s. 290-300.
- Hall L. (2000) Simulations and analyses of train-induced ground vibrations. A comparative study of two- and three-dimensional calculations with actual measurements. Doctoral Thesis. Stockholm: Royal Institute of Technology. Department of Civil and Environmental Engineering.

- Hardin, B.O., Drenevich, V.P., (1972) Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol 98, No.SM7, July 1972. s. 667- 691.
- Hunaidi O. (2000) Traffic Vibrations in Buildings. Canada, Ottawa: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada.
- Instantel (2004). MiniMate Plus and Blastmate III Interface Handbook. Ottawa: Instantel Inc.
- Instantel (1998). MiniMate Plus Operator Manual. Ottawa: Instantel Inc.
- Junnila A. (2001) Tärinähaittaselvitys: Liikennetärinät. Helsinki: Innogeo Oy.
- Jokinen S. ja Ervo P. (2007) Jokelan keskusta III ja Kartanon alue. Melu- ja tärinäselvitys. Tuusula: WSP Finland Oy.
- Kiviluoma R. (2013) Junaliikenteen aiheuttama tärinä ja runkomelu. Oulu: Oulun matkakeskus.
- Klein, G. & Sperling, F. 2002. Soil dynamics and earthquakes. Teoksessa: Smolczyk, U. (toim.). Geotechnical Engineering Handbook, Volume 1: Fundamentals. Berlin, Germany: Ernst & Sohn. s. 353-406. ISBN 3-433-01449-3.
- Koskinen M. (2017) Tekniikan tohtori. Haastattelu 14.06.2017: WSP Finland Oy.
- Kurikka J. (2014) Rakennuksen tärinäsuojausmenetelmät junaradan läheisyydessä. Insinööritoimisto. Helsinki: Metropolia Ammattikorkeakoulu, Rakennustekniikka. Viitattu 25.07.2017. Saatavissa: <https://publications.theseus.fi/bitstream/handle/10024/71764/Rakennuksen%20tarinasuojausmenetelmät%20junaradan%20läheisyydessä.pdf?sequence=1>
- Kurkela J. (2011) Maaperän värähtelymittaukset ja koerakenteen FEM-mallinnus. Espoo: VTT.
- Liikennevirasto (2012) Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 20 – Ympäristö ja rautatiealueet. Helsinki: Liikennevirasto. ISBN 978-952-255-208-2.
- Majumder M. & Ghosh P. (2016) Intermittent Geofoam In-filled Trench for Vibration Screening Considering Soil Non-Linearity. KSCE Journal of Civil Engineering. 2016 Sep 1;20(6):2308-18.
- Majumder M., Ghosh P. & Rajesh S. (2017) Numerical study on intermittent geofoam in-filled trench as vibration barrier considering soil nonlinearity and circular dynamic source. International Journal of Geotechnical Engineering. 2017 May 27;11(3):278-88.

Massarsch K. R., Bodare A. & Smekal A. (2002) Effects on Vibrations from Railway Traffic. PrognosVib Report 1, Delrapport 1, Banverket Contract B01-1027/17. 111 s.

Mobley R. K. (1999) Vibration Fundamentals. Woburn: Butterworth-Heinemann. 288 s. ISBN 0-7506-7150-5.

Murillo C., Thorel L. ja Caicedo B. (2009) Ground vibration isolation with geofoam barriers: Centrifuge modeling. Geotextiles and Geomembranes, 27(6), s. 423-434.

Negussey D. (1998) Putting Polystyrene to Work. Civil Engineering, 68(3), s. 65.

Orehov V. V., Moghanlou R. N., Negahdar H., Varagh A. M. B. (2012) Investigation Effects of Trench Barrier on the Reducing Energy of Surface Waves in Soils. In World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon. Viitattu 26.06.2017. Saatavissa: [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012\\_5519.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_5519.pdf)

Potts, D.M. ja Zdravkovic, L. (1999) Finite element analysis in geotechnical engineering: theory. London: Telford. 440 s. ISBN 0-7277-2753-2.

PowerPile (2017) WWW-sivusto, <http://www.powerpile.fi/>. Viitattu 04.07.2017.

Prakash S. (1981) Soil dynamics. New York: McGraw-Hill. ISBN: 0-07-050658-2

Provis, John L. van Deventer, Jannie S. J. (2009) Geopolymers - Structure, Processing, Properties and Industrial Applications. Woodhead Publishing. Viitattu 26.06.2017. Saatavissa: <http://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpGSPPIA06/geopolymers-structure/geopolymers-structure>

Radhakrishnan K. & Negussey D. (2011) Pile driving vibration isolation using geofoam. In 4th International Conference on the use of EPS Geofoam in Construction Applications, Oslo.

Ratahallintokeskus (2008) Ratatekniset ohjeet (RATO), osa 3 Radan rakenne. 89 s. Dnro 1090/041/2008.

Saari K. (1990) Geodynamiikka kirjassa RIL Geomekaniikka II. Helsinki: Rakennustieto Oy. ISBN-13: 9789527582138, ISBN-10: 952758213X

Salmi T. (2003) Rakenteiden dynamiikka. Luennot kl. 2003. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto, Koneosasto / Teknillinen mekaniikka

Schriever-de Wit B. (2012) Environmental impact of the Uretek Resin on soil and groundwater. Foxhol: R&D Bayer MaterialScience BV.

Sutela P. (2016) Junan nopeuden vaikutus rautatieliikenteen aiheuttamaan tärinään. Diplomityö. Oulu: Oulun yliopiston Teknillinen tiedekunta.

Talja A., Fulop L., Kurkela J., Vepsä A. & Törnqvist J. (2009) Tärinäesteet liikennetärinän vaimentamisessa. Espoo: VTT.

Talja A. & Törnqvist J. (2014) Liikennetärinä: Alueiden tärinäkartoitus ja rakenteiden vaurioitumisalttius. Espoo: VTT.

Talja A., Vepsä A., Kurkela J. & Halonen M. (2008) VTT Tiedotteita 2425: Rakennukseen siirtyvän liikennetärinän arviointi. Espoo: VTT.

Toygar O. & Ülgen D. (2016) Investigation of the Vibration Isolation Performance of EPS Geofoam Wave Barriers by Field Tests. Nikosia: 4th International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Trandafir A. C., Erickson B. A., Bartlett S. F. & Lawton E. C. (2011) Dynamic Viscoelastic Properties of EPS Geofoam from Cyclic Uniaxial Tests with Initial Deviator Stress. Utah: University of Utah. In 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Application (EPS 2011 Norway).

Törnqvist J. & Talja A. (2006) Suositus liikennetärinän arvioimiseksi maankäytön suunnittelussa. Espoo: VTT.

Törnqvist J. & Nuutilainen O. (2002) Rautatieliikenteen tärinän vaikutus rakenteisiin: Vaurioalttiuden kartoittaminen ja mittaaminen. Espoo: VTT.

Uretek (2017) WWW-sivusto: <http://www.uretek.co.uk/ground-engineering/faq-technical>. Viitattu 04.07.2017.

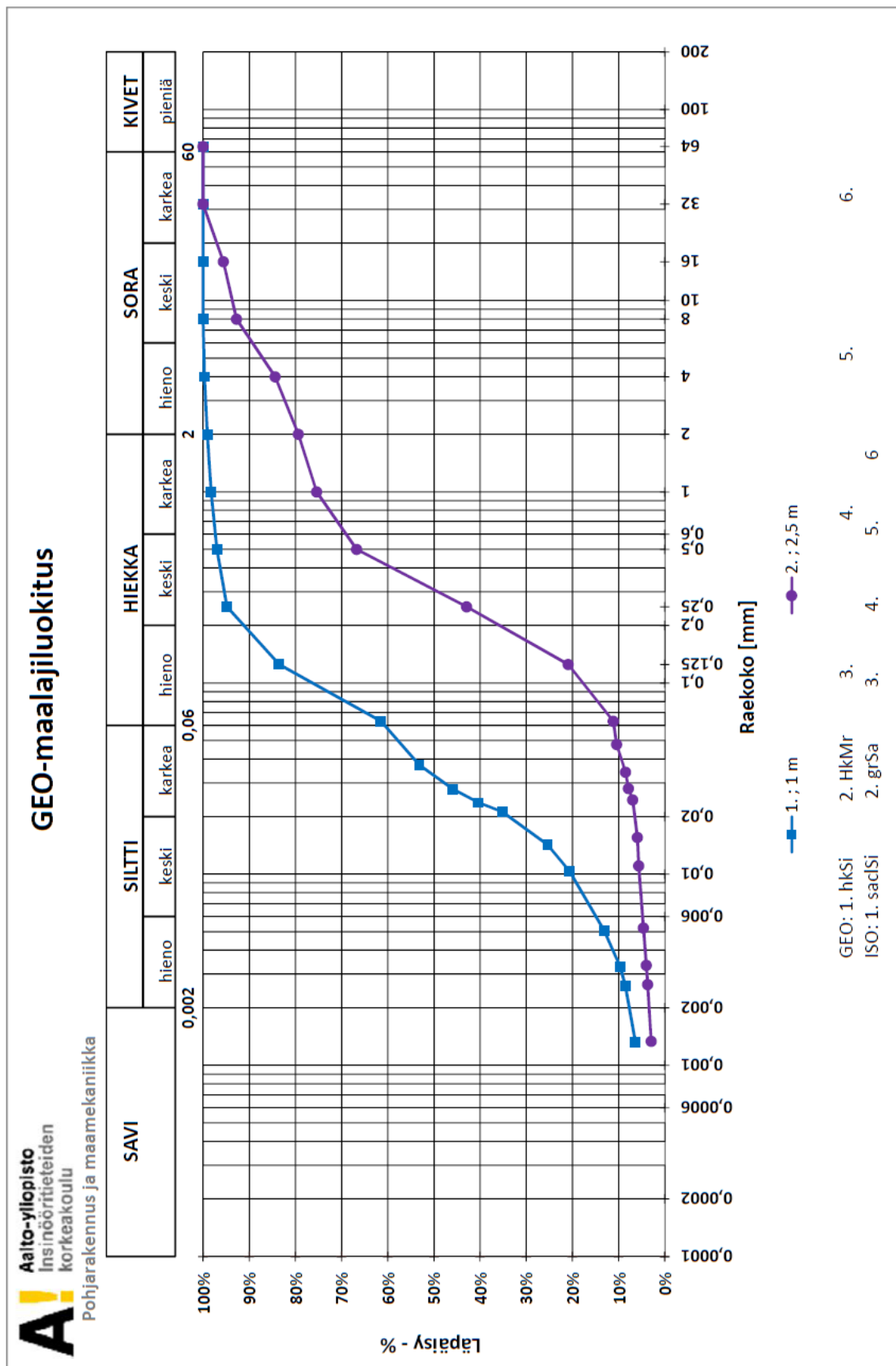
Woods, R.D. 1968. Screening of Surface Waves in Soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 94(4): 951–79.

Yang Y. B. & Hung H. H. (2009) Wave propagation for train-induced vibrations: A Finite / Infinite Element Approach. Singapore: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.

## Liiteluettelo

Liite 1	Jankan koerakennuskohteen rakeisuuskäyrät
Liite 2	Jankan koerakenteen injektointikaavio
Liite 3	Jankan mittausdatan yhteenveto
Liite 4	Esimerkki mittausdatasta Blastware-ohjelmistossa
Liite 5.1...5.3	Jankan koekohteen mittaustulokset
Liite 6.1...6.5	Abaqus-mallinnuksen tulokset 50 cm geopolymeeriseinälle

## Rakeisuuskäyrät, Janka

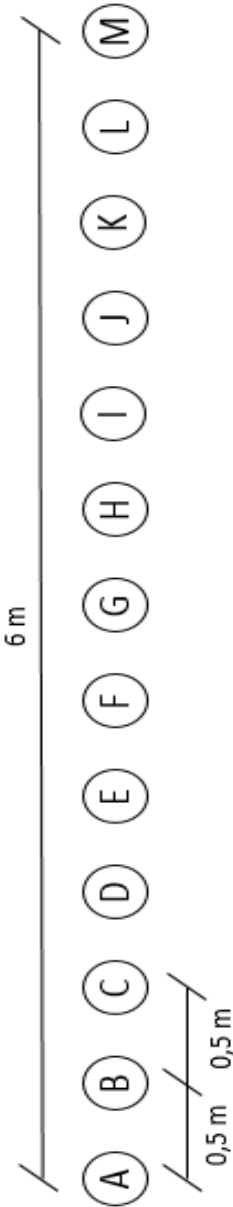




Injektointikaavio

Injektoinnin toteuttaja  
Työkohteen osoite  
Sisältö

POWERPILE  
Alasniitynkatu 25  
Toteutunut injektointi

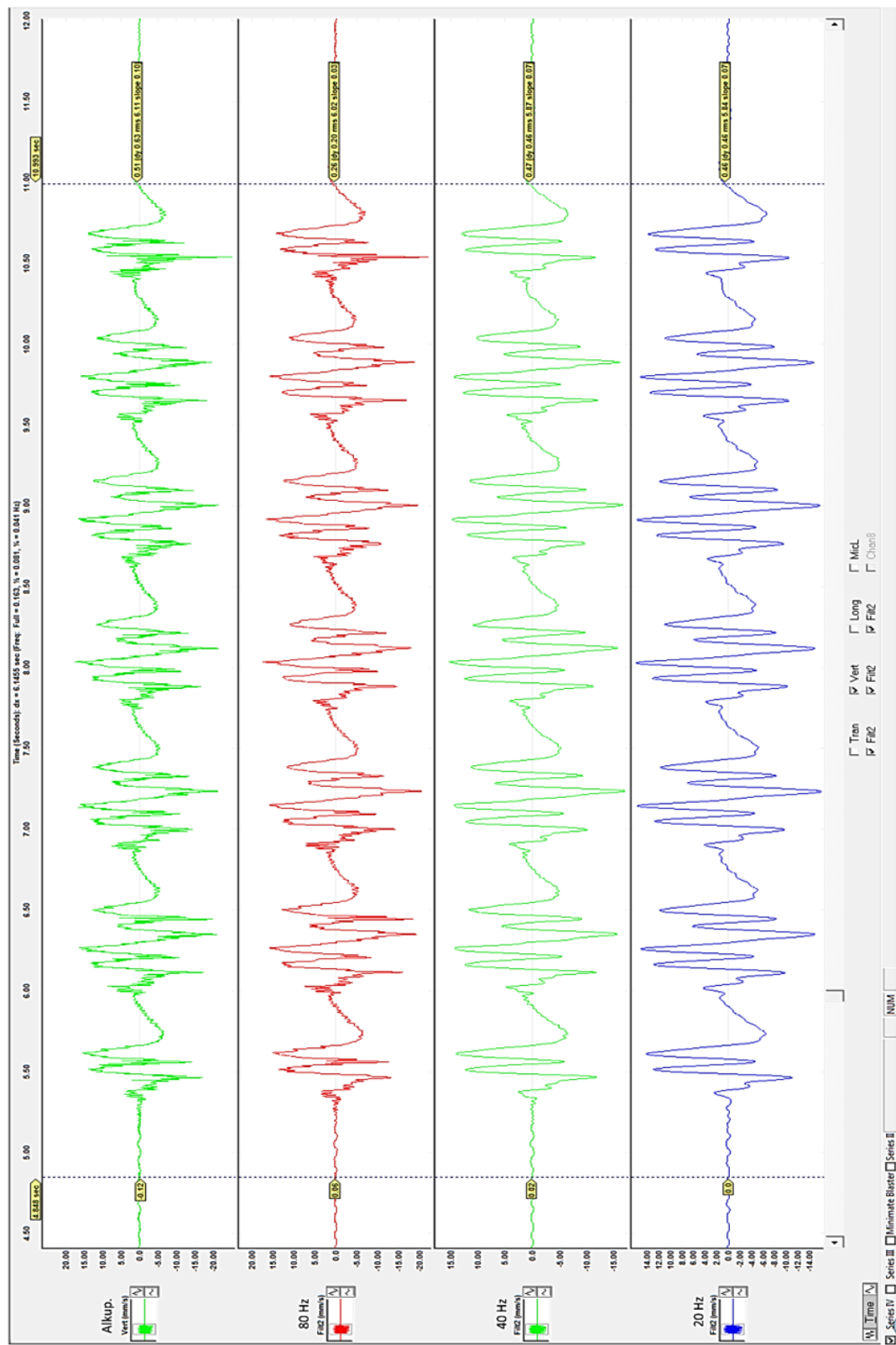


Syvyys	Injektointimäärät [kg]												
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
0,5 m	1	3,8	1	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 m	19	2,7	3	2,5	3	4	2,07	5,9	0,16	1,19	-	-	-
1,5 m	21	19	11	20	6	20	20,28	20,54	9,5	14,36	10,48	7,29	20,44
2 m	20	25	20	20	20	6	20,93	Tukossa	20,06	20,52	12,08	20,06	20,06
2,5 m	23	20	Tukossa	20	10	Tukossa	20,7	12,54	20,29	20,29	22,57	20,06	20,06
3 m	21	20	20	13,5	20	Tukossa	Tukossa	20,86	20,29	20,06	29,9	20,06	20,06
3,5 m	20	20	13	20	21	32	20,47	21,2	20,06	20,06	21,43	20,06	Tukossa

## Mittausdatan yhteenveto

Date/Time	No. Chan	Trigger	Tran Peak (mm/s)	Vert Peak (mm/s)	Long Peak (mm/s)	Mic Peak (pa./dB)	PVS1 (mm/s)	Description
Jun 7 /17 11:27:51	3	Mp 1	32.0	1.78	1.52	***	32.0	Jankan koekohde
Jun 7 /17 11:28:50	3	Mp 1	33.9	1.78	1.52	***	33.9	Jankan koekohde koepudotukset
Jun 7 /17 11:29:46	3	Mp 1	34.0	1.78	1.65	***	34.0	Jankan koekohde
Jun 7 /17 12:10:37	4	Manual		25.5			25.5	Jankan koekohde, polkky
Jun 7 /17 12:23:18	4	Manual		22.6			22.6	Jankan koekohde, polkky
Jun 7 /17 12:37:36	4	Manual		36.1			36.1	Jankan koekohde, polkky
Jun 7 /17 13:46:46	3	Manual		0.381			0.475	Jankan koekohde paikallisjuna
Jun 7 /17 14:10:38	3	Mp 1	35.2	1.65	1.65	***	35.2	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:12:56	3	Mp 1	36.8	1.78	1.78	***	36.8	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:13:48	3	Mp 1	32.6	1.78	1.65	***	32.6	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:15:03	3	Mp 1	35.9	1.65	1.78	***	35.9	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:15:56	3	Mp 1	33.9	1.78	1.78	***	33.9	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:19:52	3	Mp 1	33.5	1.40	1.27	***	33.5	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:21:42	3	Mp 1	34.3	1.52	1.40	***	34.3	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:22:53	3	Mp 1	35.3	1.52	1.52	***	35.3	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:24:04	3	Mp 1	35.6	1.52	1.40	***	35.6	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:24:54	3	Mp 1	35.4	1.52	1.40	***	35.4	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:40:20	3	Mp 1	24.9	1.14	1.02	***	24.9	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:41:16	3	Mp 1	25.1	1.14	0.889	***	25.1	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:42:06	3	Mp 1	25.9	1.14	1.02	***	25.9	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:43:19	3	Mp 1	26.3	1.27	1.02	***	26.3	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:45:02	3	Mp 1	26.5	1.14	1.02	***	26.5	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:56:05	3	Mp 1	28.6	1.52	1.27	***	28.6	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:57:01	3	Mp 1	30.2	1.40	1.27	***	30.2	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:57:47	3	Mp 1	30.5	1.40	1.14	***	30.5	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:58:37	3	Mp 1	30.0	1.52	1.14	***	30.0	Jankan koekohde
Jun 7 /17 14:59:20	3	Mp 1	1.52	0.381	0.354	***	1.57	Jankan koekohde
Jun 7 /17 15:00:48	3	Mp 1	0.762	0.254	0.361	***	0.813	Jankan koekohde
Jun 7 /17 15:01:08	3	Mp 1	31.0	1.52	1.14	***	31.0	Jankan koekohde
Jun 7 /17 15:19:59	3	Manual	0.508	0.381	0.508	***	0.648	Jankan koekohde Pendo 145
Jun 7 /17 15:26:49	3	Manual	0.889	0.889	0.889	***	1.28	Jankan koekohde T 3730
Jun 7 /17 15:53:58	3	Manual	0.635	0.635	0.635	***	0.823	Jankan koekohde Veturi
Jun 7 /17 16:08:13	3	Mp 1	39.0	1.78	1.90	***	39.0	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:09:07	3	Mp 1	38.5	1.78	1.90	***	38.5	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:09:54	3	Mp 1	39.9	1.78	2.03	***	39.9	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:10:42	3	Mp 1	38.7	1.78	2.03	***	38.7	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:11:27	3	Mp 1	40.1	1.65	2.03	***	40.1	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:12:17	3	Mp 1	41.1	1.78	2.67	***	41.2	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:13:27	3	Mp 1	40.5	1.90	2.67	***	40.5	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:14:16	3	Mp 1	42.7	1.90	2.67	***	42.7	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:15:01	3	Mp 1	42.2	1.90	2.67	***	42.2	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:16:05	3	Mp 1	42.2	2.03	2.79	***	42.2	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:30:22	3	Mp 1	44.7	1.90	1.14	***	44.7	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:31:10	3	Mp 1	45.8	1.90	1.14	***	45.9	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:31:46	3	Mp 1	44.3	1.90	1.14	***	44.3	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:32:27	3	Mp 1	42.8	1.90	1.14	***	42.8	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:33:02	3	Mp 1	46.7	1.90	1.14	***	46.7	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:33:52	3	Mp 1	42.3	1.52	0.889	***	42.3	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:34:37	3	Mp 1	41.9	1.40	0.889	***	41.9	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:35:12	3	Mp 1	42.7	1.52	1.02	***	42.7	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:35:59	3	Mp 1	43.3	1.52	0.889	***	43.3	Jankan koekohde
Jun 7 /17 16:37:03	3	Mp 1	43.9	1.52	1.02	***	43.9	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:03:28	3	Mp 1	45.6	3.30	1.14	***	45.6	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:04:13	3	Mp 1	49.1	3.30	1.14	***	49.2	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:04:46	3	Mp 1	45.7	3.30	1.27	***	45.7	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:05:20	3	Mp 1	48.3	3.30	1.14	***	48.3	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:05:51	3	Mp 1	46.4	3.30	1.14	***	46.4	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:06:34	3	Mp 1	43.3	2.41	1.02	***	43.3	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:07:07	3	Mp 1	44.6	2.41	1.02	***	44.6	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:07:44	3	Mp 1	44.8	2.54	1.02	***	44.8	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:08:26	3	Mp 5	0.762	0.762	0.762	***	1.11	Jankan koekohde T3312
Jun 7 /17 17:09:04	3	Mp 1	44.4	2.54	1.02	***	44.5	Jankan koekohde
Jun 7 /17 17:09:48	3	Mp 1	44.6	2.54	1.02	***	44.6	Jankan koekohde

## Esimerkki mittausdatan käsittelystä Blastwaressa



Pendolino, mitattu ratapölkystä

## Jankan koekohteen mittaustulokset

Mittaustulokset Jankan koekohteesta on esitetty kunkin mittauksen heilahdusnopeuden huippuarvona. Lisäksi on esitetty kunkin mittapisteen heilahdusnopeuden huippuarvon keskiarvot ja hajonta. Herätepisteenä on mittauspiste 1, mittauspiste 2 on nollamittauslinjalla 5 metrin päässä herätteestä ja mittauspiste 3 seinän takana 5 metrin päässä herätteestä. Mittauspiste 4 on nollamittauslinjalla 7,5 metrin päässä herätteestä ja mittauspiste 5 seinän takana 7,5 metrin päässä herätteestä. Filtröidyt arvot vastaavat mittauspisteiden heilahdusnopeuksia, mutta niistä on poistettu 80 Hz korkeammat taajuudet.

1 m ilman lisäpainoja	Mp1	Mp2	Mp3	Filt1	Filt2	Filt3
$v_{\max 1}$	35,3	1,79	1,81	22	1,76	1,32
$v_{\max 2}$	37	1,92	1,93	21	1,8	1,41
$v_{\max 3}$	32,6	1,92	1,8	25,2	1,8	1,44
$v_{\max 4}$	36,1	1,79	1,93	22,9	1,73	1,45
$v_{\max 5}$	34	1,92	1,93	23,9	1,81	1,45
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	35,000	1,868	1,880	23,000	1,780	1,414
Hajonta ( $v_{\max}$ )	1,736	0,071	0,069	1,632	0,034	0,055

0,6 m ilman lisäpainoja	Mp1	Mp2	Mp3	Filt1	Filt2	Filt3
$v_{\max 1}$	33,7	1,53	1,42	17,7	1,52	1,05
$v_{\max 2}$	34,4	1,66	1,55	18,4	1,61	1,1
$v_{\max 3}$	35,4	1,66	1,67	18,3	1,58	1,1
$v_{\max 4}$	35,7	1,66	1,55	18,3	1,58	1,12
$v_{\max 5}$	35,6	1,66	1,55	17,9	1,57	1,11
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	34,960	1,634	1,548	18,120	1,572	1,096
Hajonta ( $v_{\max}$ )	0,873	0,058	0,088	0,303	0,033	0,027

0,2 m ilman lisäpainoja	Mp1	Mp2	Mp3	Filt1	Filt2	Filt3
$v_{\max 1}$	25	1,27	0,909	11,5	1,18	0,752
$v_{\max 2}$	25,3	1,28	0,913	11,5	1,22	0,778
$v_{\max 3}$	26	1,28	0,912	11,9	1,2	0,782
$v_{\max 4}$	26,4	1,28	0,914	12	1,25	0,799
$v_{\max 5}$	26,7	1,28	1,04	12,1	1,23	0,802
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	25,880	1,278	0,938	11,800	1,216	0,783
Hajonta ( $v_{\max}$ )	0,719	0,004	0,057	0,283	0,027	0,020

1 m lisäpainoilla	Mp1	Mp2	Mp3	Filt1	Filt2	Filt3
$v_{\max} 1$	41,3	1,92	2,82	30,7	1,91	2,29
$v_{\max} 2$	40,4	2,05	2,82	32,1	1,95	2,39
$v_{\max} 3$	42,8	2,05	2,82	31,2	1,96	2,42
$v_{\max} 4$	42,3	2,05	2,82	30,8	1,96	2,41
$v_{\max} 5$	42,3	2,17	2,94	32,5	2	2,48
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	41,820	2,048	2,844	31,460	1,956	2,398
Hajonta ( $v_{\max}$ )	0,963	0,088	0,054	0,802	0,032	0,069

0,6 m lisäpainoilla	Mp1	Mp2	Mp3	Filt1	Filt2	Filt3
$v_{\max} 1$	36,5	1,92	2,06	26,4	1,92	1,68
$v_{\max} 2$	38,6	1,92	2,06	25,2	1,87	1,74
$v_{\max} 3$	40	1,92	2,19	24,7	1,86	1,8
$v_{\max} 4$	38,9	1,92	2,18	24,9	1,79	1,78
$v_{\max} 5$	40,3	1,79	2,18	23,7	1,78	1,81
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	38,860	1,894	2,134	24,980	1,844	1,762
Hajonta ( $v_{\max}$ )	1,501	0,058	0,068	0,973	0,059	0,053

0,2 m lisäpainoilla	Mp1	Mp2	Mp3	Filt1	Filt2	Filt3
$v_{\max} 1$	28,7	1,67	1,17	16,6	1,54	1,03
$v_{\max} 2$	30,4	1,54	1,17	16,4	1,47	0,998
$v_{\max} 3$	30,6	1,53	1,16	16,3	1,45	1,03
$v_{\max} 4$	30,1	1,66	1,29	15,8	1,55	0,991
$v_{\max} 5$	31,1	1,67	1,29	15,9	1,5	0,986
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	30,180	1,614	1,216	16,200	1,502	1,007
Hajonta ( $v_{\max}$ )	0,904	0,072	0,068	0,339	0,043	0,021

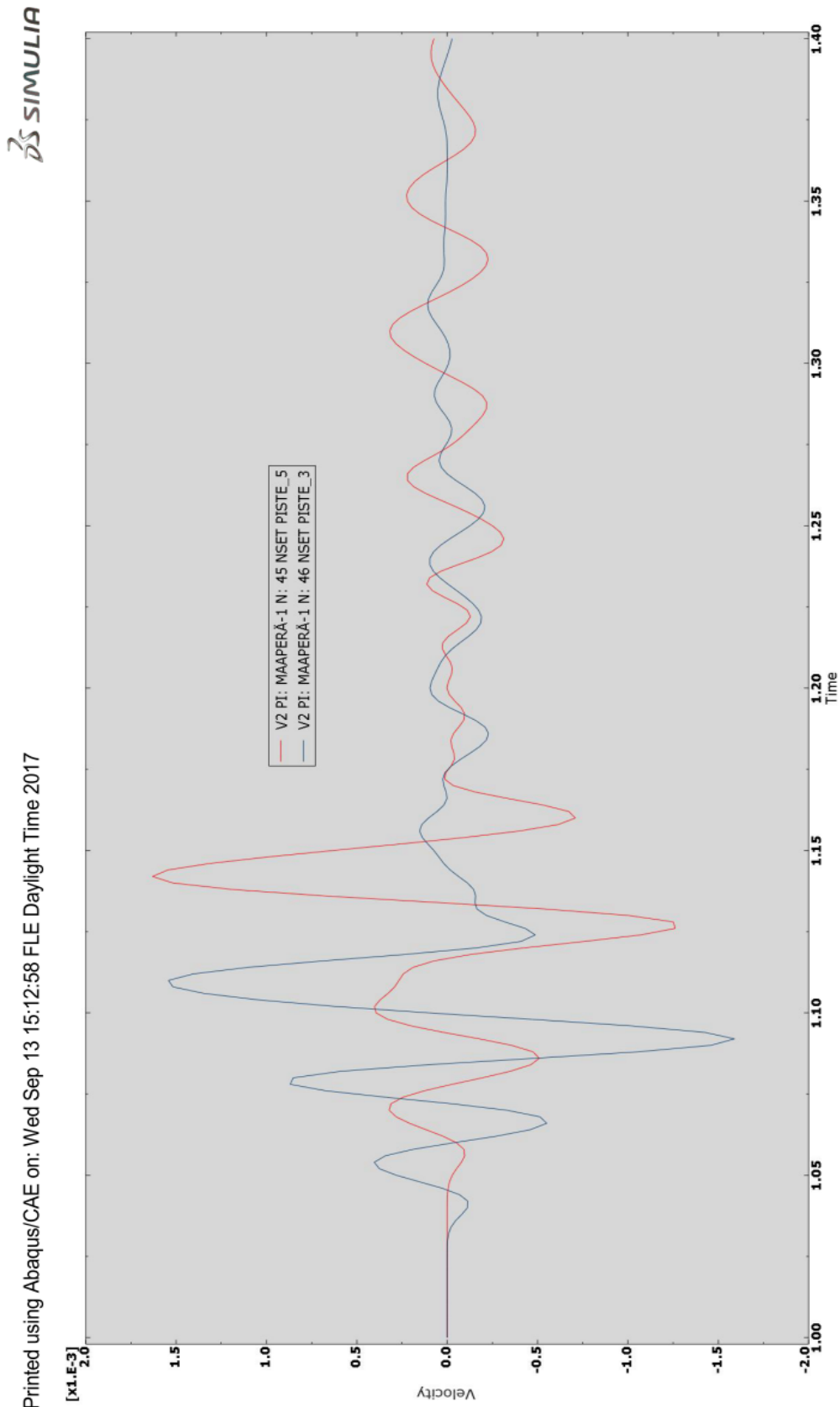
1 m nollamittauslinja lisäpainoilla	Mp1	Mp2	Mp4	Filt1	Filt2	Filt4
$v_{\max}$ 1	42,9	2,05	1,04	32,6	1,98	0,996
$v_{\max}$ 2	46,9	2,04	1,04	30,8	2,01	1,03
$v_{\max}$ 3	44,8	2,04	1,04	31	1,99	1,03
$v_{\max}$ 4	46	2,05	1,04	31,1	1,97	1,05
$v_{\max}$ 5	44,4	2,04	1,04	32	2	1
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	45,000	2,044	1,040	31,500	1,990	1,021
Hajonta ( $v_{\max}$ )	1,535	0,005	0,000	0,768	0,016	0,023

1 m seinän yli lisäpainoilla	Mp1	Mp3	Mp5	Filt1	Filt3	Filt5
$v_{\max}$ 1	45,7	3,44	1,16	32,7	2,87	1,11
$v_{\max}$ 2	49,3	3,44	1,04	31,3	2,95	1,05
$v_{\max}$ 3	45,9	3,44	1,17	33,2	2,89	1,04
$v_{\max}$ 4	48,4	3,44	1,17	32,3	2,93	1,04
$v_{\max}$ 5	46,5	3,44	1,17	33	2,93	1,06
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	47,160	3,440	1,142	32,500	2,914	1,060
Hajonta ( $v_{\max}$ )	1,602	0,000	0,057	0,752	0,033	0,029

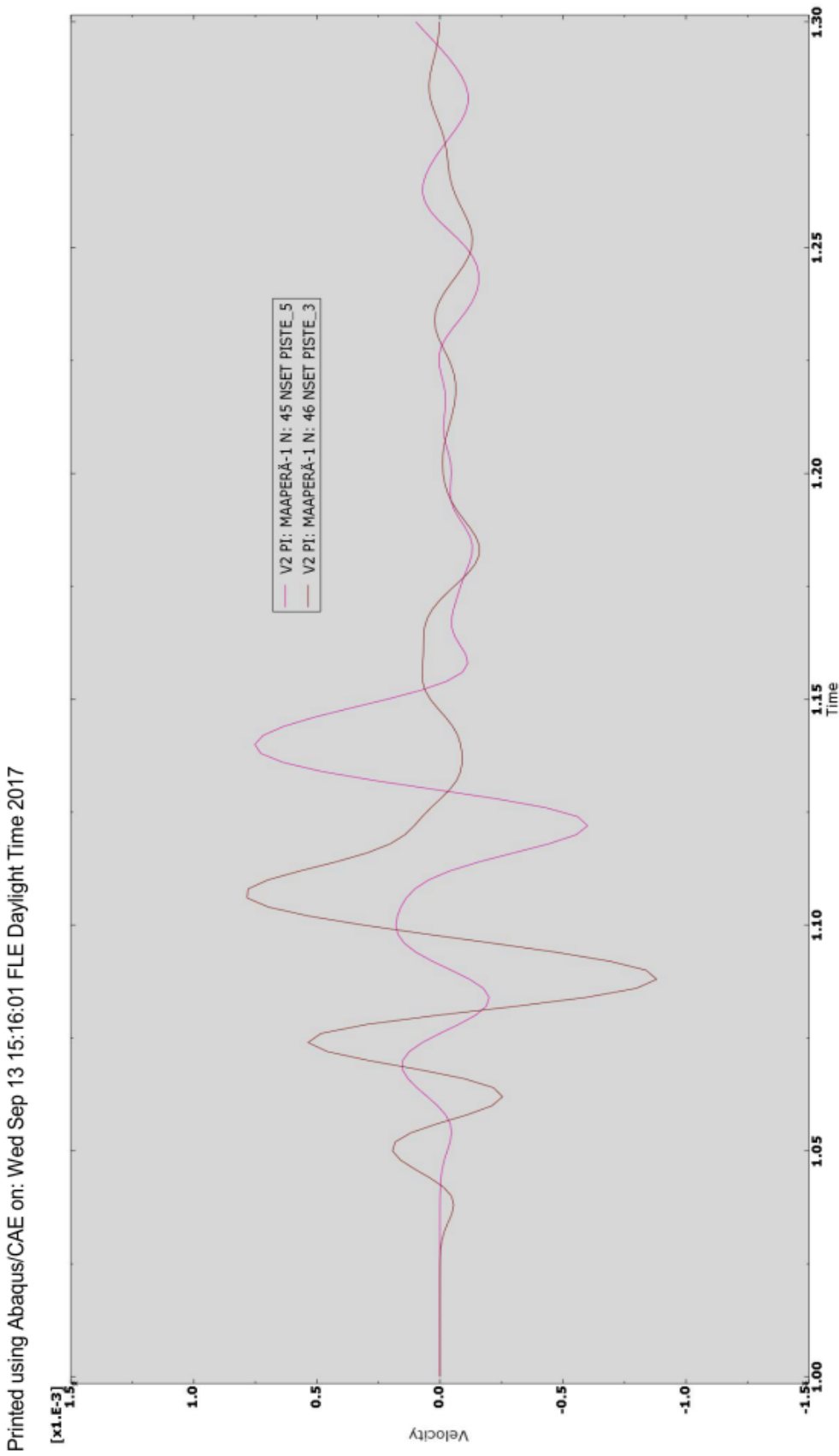
0,6 m nollamittauslinja lisäpainoilla	Mp1	Mp2	Mp4	Filt1	Filt2	Filt4
$v_{\max}$ 1	42,4	1,66	1,04	25,3	1,53	0,943
$v_{\max}$ 2	42	1,53	1,04	25,5	1,53	0,931
$v_{\max}$ 3	42,8	1,66	1,04	25,1	1,57	0,954
$v_{\max}$ 4	43,4	1,66	1,04	26	1,6	0,954
$v_{\max}$ 5	44,1	1,66	1,04	25,4	1,55	0,989
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	42,940	1,634	1,040	25,460	1,556	0,954
Hajonta ( $v_{\max}$ )	0,829	0,058	0,000	0,336	0,030	0,022

0,6 m seinän yli lisäpainoilla	Mp1	Mp3	Mp5	Filt1	Filt3	Filt5
$v_{\max}$ 1	43,4	2,54	1,04	25,8	2,17	1,03
$v_{\max}$ 2	44,7	2,55	1,04	25,5	2,21	0,969
$v_{\max}$ 3	45	2,67	1,04	26	2,3	0,98
$v_{\max}$ 4	44,6	2,67	1,16	26,4	2,22	1,04
$v_{\max}$ 5	44,7	2,68	1,04	26,3	2,26	0,997
Keskiarvo ( $v_{\max}$ )	44,480	2,622	1,064	26,000	2,232	1,003
Hajonta ( $v_{\max}$ )	0,622	0,070	0,054	0,367	0,050	0,031

Abaqus-laskenta neutseelliselle mallille (ilman geopolymeeriseinää)



**Abaqus-laskenta 50 cm geopolymeeriseinä (5 MPa)**

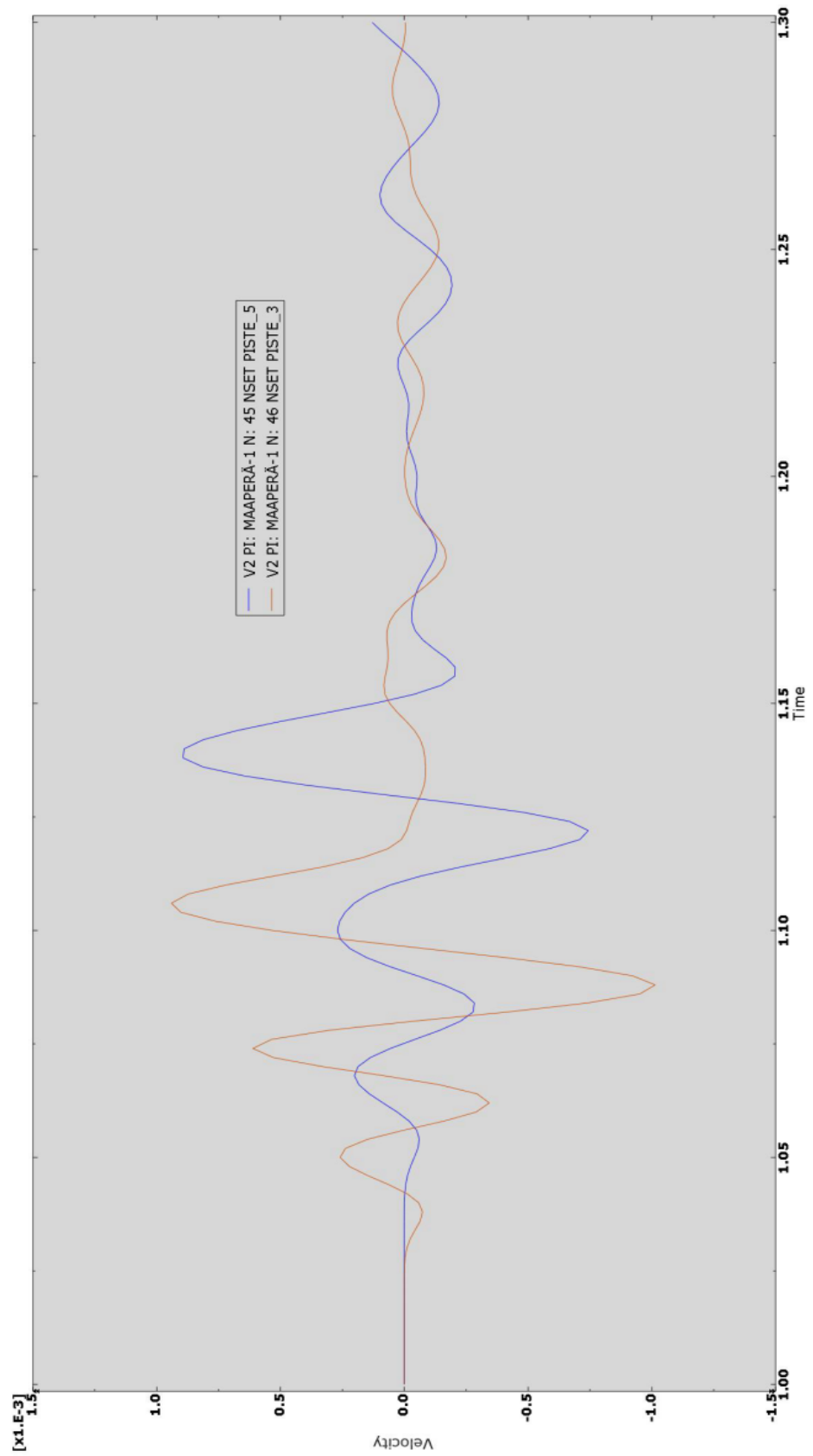




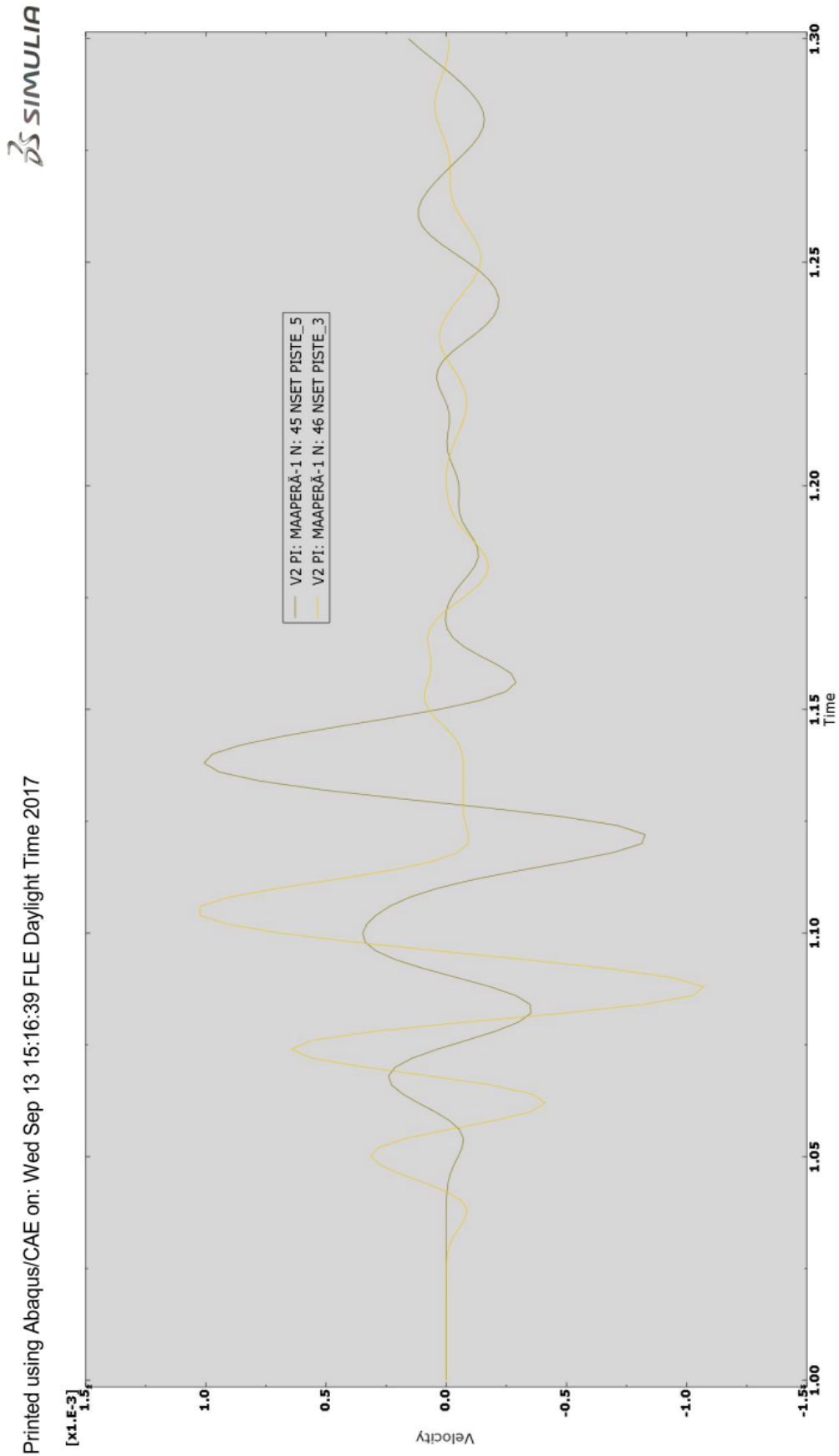
# Abaqus-laskenta 50 cm geopolymeeriseinä (10 MPa)

2D SIMULIA

Printed using Abaqus/CAE on: Wed Sep 13 15:15:35 FLE Daylight Time 2017



Abaqus-laskenta 50 cm geopolymeeriseinä (20 MPa)



**Abaqus-laskenta 50 cm geopolymeeriseinä (30 MPa)**